

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

**Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático
no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio
Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar –
Cusco**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

Por:

Adolfo Llocle Helaccama

Asesor:

Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Juliaca, mayo de 2021

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS

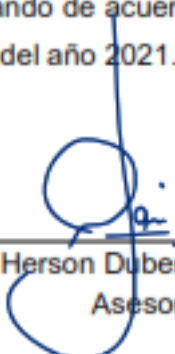
Ing. Herson Duberly Pari Cusi, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: **"EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMÁTICO LADISLAO ESPINAR UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR – CUSCO"** constituye la memoria que presenta el Bachiller **Adolfo Llocle Helaccama** para obtener el título de Profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca, a los 13 días del mes de mayo del año 2021.



Ing. Herson Duberly Pari Cusi
Asesor

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS



125

En Puno, Juliaca, Villa Chullunquiani, a 13 día(s) del mes de Mayo del año 2021, siendo las 17:00 horas, se reunieron en el Salón de Grados y Títulos de la Universidad Peruana Unión, Filial Juliaca, bajo la dirección del Señor Presidente del jurado: Ing. Juana Beatriz Aquise Pari, el secretario: Mg. Efraín Velazquez Mamani y los demás miembros: Ing. José Pacori Pacori Ing. Rubén Fitzgerald Sosa Aquise y el asesor: Ing. Herson Duberly Pari Busi

con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulada: "Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar - Cusco" de el(los)/la(las) bachiller/es: a) Adolfo Floelle Helaccama b) Ingeniero Civil (Nombre del Título Profesional)

con mención en..... El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (los)/a(la)(las) candidato(a)/s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por el(los)/la(las) candidato(a)/s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado.

Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Candidato (a): Adolfo Floelle Helaccama

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
<u>Aprobado</u>	<u>15</u>	<u>B-</u>	<u>Bueno</u>	<u>Muy bueno</u>

Candidato (b):

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

(*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al(los)/a(la)(las) candidato(a)/s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

Presidente

Eduardo
Secretario

Asesor

Miembro

Miembro

Candidato/a (a)

Candidato/a (b)

Dedicatoria

La presente investigación va dedicada:

A mis queridos padre Lorenzo Llocle Mallcohaccha y Cristina Helaccama Chaiña, por todos sus esfuerzos en la dedicación de mi formación profesional.

A mi querida esposa Miriam Quispe por su paciencia, comprensión y su incondicional apoyo en el día a día.

A mi hija Daniela A. Llocle Quispe por ser mi cómplice, confidente y sobre todo por ser mi mayor motivación para afrontar los retos más difíciles.

Agradecimiento

Mi infinito agradecimiento a Dios todo poderoso, el gran arquitecto divino, quien me sustenta día a día, me ha guiado desde temprana edad y me seguirá brindando su protección hasta el final de mis días.

Agradezco:

A los docentes de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Unión, quienes han contribuido en formación profesional durante mi vida académica.

Al Ing. Herson Duberli Pari Cusi, quien a través de su conocimiento en el tema me ha inducido al presente tema de investigación.

Al ingeniero Eliud Hernandez, director de INESA TECH, por su gran aporte con sus conocimientos, sugerencias, e investigaciones ha contribuido en la fundamentación de la presente investigación.

Tabla de contenidos

Dedicatoria.....	iv
Agradecimiento	v
Tabla de contenidos.....	vi
Índice de tablas	xi
Resumen	xxi
Abstract.....	xxii

Capítulo I

El problema	23
1.1.Planteamiento del problema	23
1.1.1.Formulación del problema.....	24
1.2.Justificación.....	24
1.3.Objetivos.....	25
1.3.1.Objetivo General.....	25
1.3.2.Objetivos Específicos	25

Capítulo II

Revisión de literatura.....	26
2.1.Introducción.....	26
2.2.Antecedentes de la investigación.....	26
2.2.1.Antecedentes internacionales	26
2.2.2.Antecedentes nacionales.....	28
2.3.Revisión de conceptos y base teórica	29
2.3.1.Evolución de las normativas del diseño por desempeños sísmico	29
2.3.2.Demanda sísmica.....	32
2.3.2.1.Niveles de amenaza sísmica	33
2.3.2.1.1.Propuesta visión 2000.....	33
2.3.2.1.2.Propuesta ATC-40	35

2.3.2.1.3. Propuesta del ASCE/SEI 41-17	36
2.3.2.2.Demanda sísmica según la NTE E.030-2018	36
2.3.2.3.Nivel de peligro sísmico en Cusco.	40
2.3.3.Espectro de demanda	41
2.3.4.Capacidad de la estructura	42
2.3.5.Desempeño sísmico	44
2.3.5.1. Diseño por desempeño sísmico	44
2.3.5.2.Objetivos de desempeño sísmico.....	46
2.3.6.Nivel de Desempeño de la Edificación.....	47
2.3.6.1.Propuesta ATC-40	47
2.3.6.2.Propuesta de Visión 2000	50
2.3.7.Aplicación del Análisis Estático no Lineal (Pushover)	52
2.3.7.1.Importancia de la aplicación análisis estático no lineal (Pushover)	53
2.3.7.2.Definición Patrones de carga lateral	54
2.3.7.3.Procedimiento general del análisis estático no lineal (Pushover).....	57
2.3.7.4.Definición de rótulas plásticas por FEMA 356 y ASCE 41-13.....	58
2.3.7.5.Aplicación del método del espectro de capacidad (ATC-40 y FEMA 440).....	62
2.3.7.5.1.Definición del método del espectro de capacidad	62
2.3.7.6.Procedimiento para la obtención del punto de desempeño según ATC-40.....	64
2.3.7.7.Verificación de desempeño (ATC-40 (1996)).....	70
2.3.7.8.Mejoras para el procedimiento propuesto por FEMA 440	71

Capítulo III

Materiales y métodos	86
3.1.Diseño y tipo de investigación.....	86
3.1.1.Enfoque de la investigación.....	86
3.1.2.El tipo de investigación.	86
3.1.3.Alcance o nivel de la investigación	86

3.2.Formulación de hipótesis.....	87
3.2.1.Hipótesis general	87
3.2.2.Hipótesis específicas.....	87
3.3.Identificación de las variables	87
3.3.1.Variable dependiente	87
3.3.2.Variables independientes	87
3.4.Operación de variables	88
3.4.1.Variable dependiente	88
3.4.2.Variable independiente	89
3.5.Localización del estudio	90
3.6.Objeto de estudio.....	91
3.7.Metodología de investigación.....	92
3.7.1.Plan de recolección de datos.....	92
3.7.1.1.Técnicas de recolección de datos.....	92
3.7.1.2.Procedimiento de investigación.....	92
3.7.2.Materiales y herramientas.....	92
3.7.2.1.Materiales	92
3.7.2.2.Herramienta	93
3.7.3.Normativa utilizada	93
3.8.Procedimiento para el desarrollo de la investigación	94
3.8.1.Información general.....	94
3.8.2.Características de los materiales.....	94
3.8.3.Configuración de arquitectónico	96
3.8.4.Características estructurales	97
3.8.5.Análisis estructural	100
3.8.5.1.Idealización de la estructura	100
3.8.6.Cargas:	100

3.8.7.Definición de los materiales	103
3.8.8.Definición de las secciones.....	105
3.8.9.Revisión de elementos estructurales	106
3.8.9.1.Elementos viga	106
3.8.9.2.Elementos columna.....	110
3.8.10.Resultados de análisis lineal	111
3.8.10.1.Control de distorsiones de entrepiso	111
3.8.10.2.Factor de escalamiento	113
3.8.10.3.Modos de vibración	113
3.8.10.4.Diseño de concreto armado	115
3.8.11.Configuración de análisis estático no lineal	116
3.8.11.1.Carga gravitacional no lineal.....	116
3.8.11.2.Carga: Pushover con patrón de carga Modo 1 y modo 2 no lineal	117
3.8.11.3.Configuración de los otros parámetros.....	118
3.8.11.4.Definición de masas sísmica	119
3.8.11.5.Definición del espectro sísmico sin factor de reducción	120
3.8.11.6.Asignación de las rótulas plásticas	122
3.8.12.Resultados de Pushover	125

Capítulo IV

Resultados y discusión.....	127
4.1.Resultados.....	127
4.1.1.Resultado al objetivo general	127
4.1.1.1.Desempeño estructural	127
4.1.2.Respuesta a los objetivos específicos	130
4.1.2.1.Determinación del Espectro de capacidad de la estructura	130
4.1.2.2.Elaboración del Espectro de demanda sísmica para la estructura a través del método espectro de capacidad.	132

4.1.2.3.Determinación la ductilidad de la estructura	138
4.1.2.4. Determinación del punto de desempeño a través del método con el espectro de capacidad.	141

Capítulo V

Conclusiones	157
5.1Conclusiones.....	157
5.2Recomendaciones	158
Bibliografía.....	160
Anexos	164

Índice de tablas

Tabla 1: Parámetros de los sismos de análisis establecidos Visión 2000.....	34
Tabla 2: Sismos de análisis y desempeño esperado en las edificaciones.	35
Tabla 3: Niveles de Amenaza Sísmica según ATC-40.....	35
Tabla 4: Factores de Zona	37
Tabla 5: Perfiles de suelo y su clasificación.....	37
Tabla 6: Factor "S" por tipo de perfil de suelo	37
Tabla 7: Periodo TP y TL.....	38
Tabla 8: Categorías de la Edificación y Factor de Uso.	38
Tabla 9: Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas.	39
Tabla 10: Irregularidades Estructurales en Altura.....	39
Tabla 11: Irregularidades Estructurales en Planta.....	39
Tabla 12: Zonificación Sísmica (Anexo 01 de la norma E.030).	41
Tabla 13: Objetivos de desempeño según Visión 2000.....	46
Tabla 14: Niveles de Desempeño de la edificación (ATC-40, 1996).....	49
Tabla 15: Definiciones del desempeño estructural según las publicaciones VISION 2000.	50
Tabla 16: Niveles de Desempeño de la estructura VISION 2000.	51
Tabla 17: Parámetros de definición de las rótulas plásticas en vigas reforzado según FEMA 356.	59
Tabla 18: Definición de las rótulas plásticas para columnas reforzados según FEMA 356.	60
Tabla 19: Definición de las rótulas plásticas para vigas reforzados según ASCE 41-17....	61
Tabla 20: Definición de las rótulas plásticas para columnas reforzadas según ASCE 41-17.	62

Tabla 21: Valores para el factor k de modificación de amortiguamiento.	68
Tabla 22: Valores mínimos permisibles para los factores de reducción espectral SRA y SRB	68
Tabla 23: Límites de deformación para criterios de aceptabilidad en la respuesta global de la estructura.....	70
Tabla 24: Límites de deformación para criterios de aceptabilidad en la respuesta global de la estructura.....	71
Tabla 25: Coeficientes a utilizar en ecuaciones para amortiguamiento efectivo.	72
Tabla 26: Coeficientes a utilizar en ecuaciones para período efectivo.....	73
Tabla 27: Definición de variables dependientes.....	88
Tabla 28: Definición de variables independientes.....	89
Tabla 29: Definición de variables independientes.....	90
Tabla 30: Tabla de los resultados de la Prueba de esclerómetro.	94
Tabla 31: Parámetros Sísmicos de diseño para Suelo de la ciudad de Espinar.	96
Tabla 32: Metrado de cargas de los materiales.....	101
Tabla 33: Carga muerta superficial.	101
Tabla 34: Cargas vivas superficiales.	101
Tabla 35: Parámetros de diseño sismorresistente.	102
Tabla 36: Cantidades de áreas de acero asignados en las vigas transversales.....	110
Tabla 37: Resumen de secciones de acero asignadas en las columnas.	111
Tabla 38: Límites para desplazamiento lateral de entrepiso [E.030].	111
Tabla 39: Control de las distorsiones de entrepiso para el sismo X-X.....	112
Tabla 40: Control de distorsiones de entrepiso para el sismo Y-Y.	112
Tabla 41: Parámetros de la obtención de los factores de escalamiento.....	113
Tabla 42: Modos de vibración y participación de masas.....	115

Tabla 43: Parámetros de diseño sismorresistente para espectro elástico.....	120
Tabla 44: Rótulas plásticas en vigas eje A.	122
Tabla 45: Rótulas plásticas en las columnas.	123
Tabla 46: Límites de distorsiones de acuerdo al nivel de desempeño.....	128
Tabla 47: Definición del triple objetivo de desempeño estructural.....	128
Tabla 48: Resultados de las distorsiones para la dirección longitudinal.	129
Tabla 49: Resultados de las distorsiones para la dirección longitudinal.	129
Tabla 50: Resumen de definición de niveles de demanda sísmica.	135
Tabla 51: Espectros estándar para cada nivel de demanda sísmica.....	135
Tabla 52: Desplazamientos espectrales y aceleraciones espectrales para cada nivel de demanda sísmica.....	137
Tabla 53: Clasificación de la ductilidad según ATC-40.....	139
Tabla 54: Resumen de la ductilidad de la estructura.	141
Tabla 55: Datos de desempeño sísmico para sismo de Máximo Push Mod 01 [FEMA-440].	142
Tabla 56: Datos de desempeño sísmico para sismo de Máximo Push Mod 02 [FEMA-440].	142
Tabla 57: Resumen del desempeño estructural para el sentido longitudinal [FEMA-440].	142
Tabla 58: Resumen del desempeño estructural para el sentido transversal [FEMA-440].	143
Tabla 59: Comparación de la curva de capacidad con el espectro de capacidad.	146
Tabla 60: Resumen de espectro de diseño estándar para los sismos de servicio, diseño y Máximo.....	147

Tabla 61: Comparación de espectros de demanda entre los sismos de Servicio, Diseño y Máximo.....	147
Tabla 62: Ductilidad de la estructura para las direcciones longitudinal y Transversal.	148
Tabla 63: Punto de desempeño sísmico para los tres sismos Push Mod 01 [FEMA-440].	148
Tabla 64: Punto de desempeño sísmico para los tres sismos Push Mod 02 [FEMA-440].	149
Tabla 65: Desempeño estructural en el sentido Longitudinal [ATC-40].	149
Tabla 66: Desempeño estructural en el sentido transversal [ATC-40].....	149
Tabla 67: Significado de los valores de correlación de Pearson.	150
Tabla 68: Niveles de desempeño sentido longitudinal.	151
Tabla 69: Niveles de desempeño sentido transversal.	151
Tabla 70: Tabla de correlación de Pearson.....	152
Tabla 71: Muestras de las pruebas de resistencia de concreto.	152
Tabla 72: Resultados de la Prueba de t de Student.....	155

Índice de figuras

Figura N° 1: Zonas sísmicas.	41
Figura N° 2: Conversión de espectro en formato ADRS.	42
Figura N° 3: Conversión de curva de capacidad en Espectro de capacidad.	43
Figura N° 4: Representación de la respuesta elástica de la estructura.	43
Figura N° 5: Estructura sometida a fuerzas laterales.	52
Figura N° 6: Curva de capacidad según ATC-40.	54
Figura N° 7: Distribución de cargas laterales para el Caso 1.	55
Figura N° 8: Distribución de cargas laterales para el Caso 2.	55
Figura N° 9: Distribución de cargas laterales para el Caso 3.	56
Figura N° 10: Distribución de cargas laterales para el Caso 4.	56
Figura N° 11: Representación de la curva de capacidad.....	57
Figura N° 12: Mecanismo de rótulas Plásticas.	58
Figura N° 13: Representación gráfica del método del espectro de capacidad.	63
Figura N° 14: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.	64
Figura N° 15: Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda.....	64
Figura N° 16: Representación bilineal del espectro de capacidad.	66
Figura N° 17: Representación de reducción de la demanda por efectos no lineales.	66
Figura N° 18: Espectro de respuesta reducido.	69
Figura N° 19: Familia de espectros de demanda, en formato tradicional y formato ADRS.	69
Figura N° 20: Punto de desempeño entre los espectros de capacidad y de demanda.	70
Figura N° 21: Espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento, para relacionar con el período secante, <i>T_{sec}</i>	75
Figura N° 22: Espectros iniciales de demanda y capacidad, en formato ADRS.	76

Figura N° 23: Representación bilineal del espectro de capacidad.	77
Figura N° 24: Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la iteración directa.	78
Figura N° 25: Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro de capacidad con MADRS.	79
Figura N° 26: Lugar de posibles puntos de desempeño solución C.	79
Figura N° 27: Curva fuerza-desplazamiento idealizada para análisis estático no lineal.	80
Figura N° 28: Espectro de Capacidad-Demanda.	81
Figura N° 29: Modelo del tabique en forma de puntal diagonal.....	81
Figura N° 30: Mecanismo de fallas muro de albañilería y columnas de concreto.	82
Figura N° 31: Definición de las secciones de la diagonal puntal.	82
Figura N° 32: Representación de los muros de albañilería en un pórtico.....	83
Figura N° 33: Ubicación del lugar de la investigación.	91
Figura N° 34: Imagen de la estructura en estudio.....	94
Figura N° 35: Ubicación de la prueba de rebote para las Vigas.	95
Figura N° 36: Ubicación de la prueba de rebote para las Columnas.	95
Figura N° 37: Distribución en planta del primer, segundo y tercer nivel.	97
Figura N° 38: Estructuración general de la estructura.	98
Figura N° 39: Elementos estructurales del primer y segundo piso.....	98
Figura N° 40: Elementos estructurales del tercer piso.	98
Figura N° 41: Pórticos en elevación de los ejes 2,4 y 6.....	99
Figura N° 42: Pórticos en elevación de los ejes 1,3 y 5.....	99
Figura N° 43: Idealización de la estructura.....	100
Figura N° 44: Espectro de diseño de aceleraciones.	102
Figura N° 45: Parámetros de asignación de concreto.	103

Figura N° 46: Parámetros no lineales del concreto.....	103
Figura N° 47: Parámetros de definición de Albañilería.....	103
Figura N° 48: Parámetros no lineales de Albañilería.....	104
Figura N° 49: Parámetros de asignación de acero de refuerzo.	104
Figura N° 50: Parámetros no lineales de acero de refuerzo.....	104
Figura N° 51: Secciones de vigas de la estructura.....	105
Figura N° 52: Secciones de Columnas de la estructura.	105
Figura N° 53: Detalle típico de la losa aligerada.	105
Figura N° 54: Cuadro de espaciamientos de aceros de confinamiento en vigas.	106
Figura N° 55: Detalle de la viga V-101, V-201.....	106
Figura N° 56: Detalles de cortes de Secciones.	107
Figura N° 57: Detalle de la viga V-102, V-202.....	107
Figura N° 58: Detalle de refuerzo de la viga V-102, V-202.....	107
Figura N° 59: Detalle de viga V-303 transversal.....	108
Figura N° 60: Detalle de viga V-106 y V-206.....	108
Figura N° 61: Detalle de refuerzo en vigas V-106 y V-206.	109
Figura N° 62: Detalle de viga V-307 longitudinal.....	109
Figura N° 63: Configuración de Asignación de la columna C-1 y C-2.....	110
Figura N° 64: Configuración de Asignación de la columna C-3 y C-4.....	110
Figura N° 65: Configuración de Asignación de la columna C-5 y C-6.....	110
Figura N° 66: Configuración de Asignación de la columna C-7, C-8 y C-9.....	111
Figura N° 67: Distorsiones máximas por Piso.	112
Figura N° 68: Modo de vibración ideales.....	113
Figura N° 69: Imagen para Modo 01[traslación en X].	114
Figura N° 70: Imagen para modo 02 [traslación en Y].....	114

Figura N° 71: Imagen del modo 03 [rotación].....	114
Figura N° 72: Resultados de verificación del diseño de las vigas.	115
Figura N° 73: Verificación de los diseños [elevación].....	116
Figura N° 74: Asignación de la carga de Gravedad no lineal.....	117
Figura N° 75: Asignación de patrón de carga Pushover modo 01.....	117
Figura N° 76: Asignación de patrón de carga Pushover modo 02.....	118
Figura N° 77: Configuración control de desplazamientos.....	118
Figura N° 78: Parámetros no lineales.	119
Figura N° 79: Definición de la masa sísmica.....	119
Figura N° 80: Espectro sísmico elástico.	121
Figura N° 81: Comparación de espectros sísmicos elástico y de diseño.	121
Figura N° 82: Asignación del espectro en la estructura.....	121
Figura N° 83: Asignación de las rótulas plásticas.	122
Figura N° 84: Rótulas plásticas asignadas en las vigas.	123
Figura N° 85: Asignación de rótulas plásticas en columnas en SAP2000.....	124
Figura N° 86: Rótulas plásticas en las columnas.	124
Figura N° 87: Rótulas plásticas para Pushover de modo 01.....	125
Figura N° 88: Rótulas plásticas para Pushover de modo 02.....	125
Figura N° 89: Resultados de la incursión al estado elástico [Push Mod. 01].	126
Figura N° 90: Resultados de la incursión al estado elástico [Push Mod. 02].	126
Figura N° 91: Comparativo de los drifts totales para los tres sismos dirección longitudinal.	129
Figura N° 92: Comparativo de las derivas totales para los tres sismos dirección transversal.	130
Figura N° 93: Curva de capacidad para el Pushover de Modo 01.	130

Figura N° 94: Espectro de capacidad para el Pushover de Modo 01.....	131
Figura N° 95: Curva de capacidad para el Pushover de Modo 02.	131
Figura N° 96: Espectro de capacidad para el Pushover de Modo 02.....	132
Figura N° 97: Espectro de elástico de análisis.	132
Figura N° 98: Espectros Estándar de pseudo aceleraciones para cada nivel de sismo.	136
Figura N° 99: Espectro de demanda (ADRS) para diferentes demandas sísmicas.	138
Figura N° 100: Representación Bilineal del espectro de capacidad para Pushover de Modo 01.	139
Figura N° 101: Representación Bilineal del espectro de capacidad para Pushover de Modo 02.	140
Figura N° 102: Resumen de las derivas totales para el sentido longitudinal [FEMA-440].	143
Figura N° 103: Resumen de las derivas totales para el sentido transversal [FEMA-440].	143
Figura N° 104: Distorsiones máximas para sentido longitudinal y comparación con los límites.	144
Figura N° 105: Puntos de desempeño para los tres niveles demanda sísmica Push Mod. 01.	144
Figura N° 106: Distorsiones máximas para sentido transversal y comparación con los límites.	145
Figura N° 107: Puntos de desempeño para los tres niveles de sismo Push Mod 02.	145
Figura N° 108: Comparación de espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo.	147
Figura N° 109: Diagrama de Dispersión de Pearson	151
Figura N° 110: Ilustración Gráfica de la Prueba t de student.	156

Índice de Anexos

Anexo N° 1: Validación de resultados del desempeño sísmico.....	164
Anexo N° 2: Niveles de Amenaza sísmica.	168
Anexo N° 3: Definición de Espectro de diseño Sísmico.	169
Anexo N° 4: Definición de espectro elástico.....	174
Anexo N° 5: Estimación del Coeficiente de Reducción sísmica R Dirección X-X.....	179
Anexo N° 6: Estimación del Coeficiente de Reducción sísmica R Dirección Y-Y.....	182
Anexo N° 7: Resultados del estudio de Resistencia de concreto.....	185
Anexo N° 8: Permiso de la Institución Educativa para la Investigacion.	195

Resumen

La presente investigación se realiza la evaluación del desempeño estructural sísmico en el Bloque del nivel secundario del colegio emblemático Ladislao Espinar de la ciudad de espinar, a través de la aplicación del análisis estático no lineal Pushover, empleando el método de Espectro de Capacidad bajo los lineamientos de normativa FEMA – 440, se han realizado simulaciones en el software de análisis estructural SAP2000 V21 en la infraestructura en mención. Que responde a la problemática de cuál será el nivel de desempeño de la estructura en caso que ocurra un evento sísmico máximo? Para ello se ha elaborado el análisis estático no lineal Pushover, a través del método de Espectro de Capacidad, con el objetivo de encontrar el nivel de desempeño estructural, en la cual se ha evaluado el desempeño sísmico estructural para tres niveles de amenazas sísmicas de: sismo de servicio, sismo de diseño y el sismo máximo. Para la demanda sísmica de sismo por servicio el nivel de desempeño es de ocupación inmediata en ambos sentidos, para el sismo de diseño es ocupación inmediata en ambos sentidos y para la demanda de sismo máximo es ocupación inmediata en sentido transversal y de control de daños en sentidos longitudinal, los cuales satisfacen los objetivos establecidos de seguridad crítica por ATC – 40 y FEMA – 440. De lo investigado se puede concluir que la estructura es segura para servir para cumplir con el propósito con la cual fue construido que es de servir de refugio ante un evento de actividad sísmica máxima.

Palabras claves: Desempeño estructural, Espectro de capacidad, Espectro de demanda.

Abstract

The present investigation is carried out the evaluation of the seismic structural performance in the Block of the secondary level of the emblematic school Ladislao Espinar of the city of Espinar, through the application of the nonlinear static analysis Pushover, using the Capacity Spectrum method under the guidelines of FEMA - 440 regulations, simulations have been carried out in the structural analysis software SAP2000 V21 in the aforementioned infrastructure. Which responds to the problem of what will be the performance level of the structure in the event of a maximum seismic event? For this, the Pushover nonlinear static analysis has been developed, through the Capacity Spectrum method, in order to find the level of structural performance, in which the structural seismic performance has been evaluated for three levels of seismic threats of: service earthquake, design earthquake and maximum earthquake. For the seismic demand of an earthquake by service, the performance level is immediate occupation in both directions, for the design earthquake it is immediate occupation in both directions and for the maximum earthquake demand it is immediate occupation in the transversal direction and damage control in longitudinal senses, which satisfy the critical safety objectives established by ATC - 40 and FEMA - 440. From what has been investigated it can be concluded that the structure is safe to serve the purpose for which it was built, which is to serve as a shelter. before an event of maximum seismic activity.

Key words: Structural performance, Capacity spectrum, Demand spectrum.

Capítulo I

El problema

1.1. Planteamiento del problema

El peligro sísmico es muy latente en los países ubicados en las vertientes de las placas tectónicas, fallas geológicas y con presencia de montañas con actividad volcánica, estos países no estarán libres de la actividad sísmica, con la probabilidad de dejar devastado y con pérdidas cuantiosas de tanto vidas humanas y bienes materiales.

El Perú, no es ajeno al peligro sísmico debido a la existencia de dos placas: Placa oceánica, de Nazca y la Placa Continental Sudamericana que se intersecan, existe una interacción entre ambas placas, se desplazan uno hacia el otro generando subducción, estas interacciones producen sismos cuando la corteza terrestre no puede almacenar la energía y es liberada de manera brusca.

En la región de Cusco se tiene bien presente el peligro de que suceda la actividad sísmica, por lo que el reglamento Nacional de Edificaciones (NTE. E-030, 2018), (Anexo 01) en la actualización del año 2018 ubica a la ciudad de Espinar en la Zona 3 ($Z=0.35$), zona de riesgo sísmico alto, esto por la actividad sísmica constantes.

Las edificaciones esenciales tales como las instituciones educativas son diseñadas para utilizar como centro de refugio a la población afectada después de un evento sísmico severo, según a la filosofía de diseño sismorresistente, es decir estas estructuras van a albergar a los habitantes que resulten damnificados en el sismo. Es por ello que se tiene la importante necesidad de conocer el desempeño estructural sísmico de estas edificaciones, según él a la normativa de evaluación del desempeño sísmico, el nivel de desempeño debe ser de inmediata ocupación que corresponde al nivel de desempeño operacional A-1. El colegio Ladislao Espinar albergaría a un

10% de la población total de 68.913 habitantes de acuerdo a la página del Instituto Nacional de Estadística e Informática 2015.

En la presente investigación se busca realizar la evaluación del desempeño estructural sísmico del bloque del nivel secundario a través de Análisis estático no lineal (Pushover) en la institución educativa Ladislao Espinar, con lo cual se hará una predicción del desempeño de estructural después de un evento sísmico severo para los cuales ha sido diseñado la estructura.

1.1.1. Formulación del problema

De las edificaciones escolares que son de categoría esenciales, como es el caso del Colegio Emblemático Ladislao espinar, construido bajo los parámetros de E-030 – 2016 se plantea el problema: Para las demandas de los sismos de servicio, de diseño y máximo ¿Cuál será el desempeño sísmico estructural del bloque del nivel Secundario del colegio Ladislao Espinar, aplicado el análisis estático no lineal (Pushover)?

1.2. Justificación

Los criterios establecidos en la (NTE. E-030, 2018) para el análisis estático y dinámico lineales, no permiten conocer el comportamiento real de las edificaciones frente a sismos a diferentes escalas, asimismo no permite verificar la filosofía de diseño que establece la propia normativa.

La metodología tradicional del diseño estructural de edificaciones no contempla la incursión en el rango no lineal de los elementos estructurales ya que son métodos aproximados con los cuales ha sido diseñado la edificación el objeto del estudio para la presente investigación teniendo en cuenta que la ciudad de Espinar se encuentra ubicada en la zona 3 en mapa de peligro sísmico de acuerdo al anexo N°1 de la (NTE. E-030, 2018), por lo cual se requiere de investigaciones de desempeño estructural sísmico incursionando en el rango no lineal, con el

propósito de tener resultados del comportamiento estructural frente evento sísmico de diferentes niveles que a partir de dicha información realizar una predicción más acertada del nivel de desempeño de dicha edificación.

El conocimiento necesario sobre el desempeño estructural para un profesional de la ingeniería estructural ayudaría en la aplicación de los métodos de diseño por desempeño, los cuales servirían como una herramienta en el diseño de las estructuras esenciales con las Instituciones educativas. De ahí la conveniencia de la elaboración de la presente investigación.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño estructural sísmico del bloque del nivel secundario de la infraestructura educativas del Colegio Emblemático Coronel Ladislao Espinar de la ciudad de Espinar, departamento de Cusco, utilizando el Análisis Estático no lineal (Pushover).

1.3.2. Objetivos Específicos

- Elaborar el espectro de capacidad de la estructura a través del método espectro de capacidad.
- Determinar el espectro de demanda sísmica para la estructura a través del método espectro de capacidad.
- Determinar la ductilidad de la estructura
- Determinar el punto de desempeño a través del método con el espectro de capacidad.

Capítulo II

Revisión de literatura

2.1. Introducción

El presente capítulo se basará en una revisión de la literatura que existe a cerca de la evaluación desempeño estructural, se desarrolla las temáticas de: la revisión de los antecedentes, nacionales e internacionales, donde se revisa los estudios realizados relacionados con la presente investigación, luego, revisión de conceptos y base teórica, en lo que se revisa los conceptos básicos del Análisis Estático no lineal, desempeño estructural sísmico, lo cual es el motivo del presente tema de investigación, finalmente se desarrolla el procedimiento teórico a seguir del Análisis estático no lineal, hasta encontrar el nivel de desempeño estructural.

2.2. Antecedentes de la investigación

2.2.1. Antecedentes internacionales

(Yugcha Quilumba, 2018) realiza una “evaluación estructural usando el método de Pushover en una edificación construida de manera informal y determina el punto de desempeño sísmico para un evento máximo del sismo, sector La Forestal, Cantón Quito, Provincia de Pichincha”. El investigador evalúa la estructura sometiendo a diferentes intensidades de sismos para diferentes periodos de retorno, esto a través del método de espectro de capacidad (ATC-40, 1996). Con un factor de reducción sísmica de $R=5$ para verificar el diseño (NEC-2015) y $R=1$ para verificar el nivel de desempeño.

Los resultados encontrados son una vulnerabilidad alta, una cuantía de acero inadecuado en los elementos columnas los cuales no cumple con la normativa (NEC-2015),

Al no tener un adecuado desempeño propone un reforzamiento en las columnas con un sistema de encamisado de plancha laminada en caliente. Esto con el fin de alcanzar un desempeño deseado para estructuras esenciales por el investigador.

(Del Re Ruiz, 2007), valúa los métodos de análisis estático no lineal para determinar la demanda sísmica en edificaciones existente del sistema aporricado de concreto reforzado y su aplicación en las edificaciones escolares. Donde indudablemente el Método de análisis de Dinámica no lineal es la más Apropriadada que los métodos estáticos de para la determinación de la demanda sísmica. Asimismo, se determinó un alto grado de vulnerabilidad para los edificios

existentes antiguos por lo que propone alternativas de reforzamiento de tal manera que dichas soluciones sean capaces de contrarrestar a las acciones sísmicas.

Portillo, Rodriguez, & Mertinez (2011), investigan el método de análisis no lineal (Pushover) para luego comparar con el análisis lineal usando un software especializado Sap2000, con lo cual desarrollan un modelo metodológico para el análisis general. En dicha investigación se llega a la conclusión de que el análisis no lineal puede obtener resultados con alto grado de precisión con respecto al análisis lineal. De la misma manera lograron desarrollar una guía de procedimientos de análisis inelásticos y elásticos de la estructura poniendo a disposición de quien desee aprender.

Orellana & Parra (2017) realizan una evaluación de desempeño sísmico de una estructura esencial aporticada de concreto armado bajo la norma Ecuatoriana de Construcción, aplicando el método de análisis estático no lineal “Pushover” así como también el análisis dinámico no lineal con el fin de obtener resultados más eficientes. Para la obtención del punto de desempeño utilizan el método del espectro de capacidad (ATC – 40) y (FEMA – 440) con el programa especializado Sap2000. Los resultados obtenidos de los puntos de desempeño son relativamente coherentes entre AENL y ADNL, el comportamiento general de la estructura es inaceptable debido a que ocurren fallas en los elementos viga. Estas fallas provocan a que no haya mayor desplazamiento, por tanto, la ductilidad de la estructura es muy baja. En conclusión se tienen resultados que no satisfacen con los parámetros establecidos para la edificación esencial.

Alonso (2016) para Optar el grado de Magíster, define soluciones estructurales sismorresistentes de entre lo que más destaca es el criterio de columna fuerte-viga débil para una fluencia dúctil de un pórtico de concreto armado ante una amenaza de fuerzas externas como el sismo. Para la realización del análisis estático no lineal usa el método de espectro de capacidad, (FEMA 356, 2000), FEMA 440 y ATC-40 en la obtención de máximos desplazamientos, también se ha aplicado análisis lineales dinámico y también análisis dinámico directos no lineales. De la comparación de la aplicación de los métodos mencionados se concluye que mediante los métodos de cálculo no lineales se obtienen los desplazamientos más precisos. En comparación de los otros métodos.

2.2.2. Antecedentes nacionales

Allauca & Oue (2006) Evaluaron el desempeño de un edificio de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas. para la evaluación de desempeño usaron la propuesta del comité VISIÓN 2000, para encontrar la respuesta sísmica utilizaron análisis no lineal basados en espectro capacidad - demanda. El punto de demanda para sismos frecuentes se encuentra en el límite del rango operacional, esto sería inaceptable, mientras que para sismos raros el desempeño califica como funcional que satisface los objetivos de desempeño para sismos raros.

Navarro & Fernández (2006) Evalúan el desempeño sismorresistente de un edificio de 6 pisos en la ciudad de lima, lo cual ha sido diseñados con la normativa peruana de concreto armado E-060 y diseño sismorresistente E-030, para la evaluación del desempeño lo han tomado los criterios de VISSION 2000 de SEAOC, para la estimación de las respuestas el procedimiento de espectros de capacidad-demanda. Dentro de los resultados del estudio se concluyen que los parámetros de diseño sismorresistente y de concreto armado de la normativa peruana, conducen a un buen desempeño para sismos de periodo de retorno de 50 años y también para los de periodo de retorno de 500 años, siempre y cuando que tenga un poco flexibilidad arquitectónica.

Albarracin & Gallo (2010) Estudian el desempeño sísmico de edificios aporticados peruanos diseñado bajo la norma (NTP E-030) vigentes en ese entonces, modificando las demandas de la rigidez lateral a una deriva de 1%. El método que se aplica es la técnica espectral no lineal, acompañado por los criterios de VISIÓN 2000 para la clasificación del desempeño en función de las incursiones de rango inelásticos. En la investigación se estudia a una estructura de 7 pisos aporticado de concreto armado. Además, realiza una comparación con edificios más bajos de 3 y 5 pisos. Esta investigación llega a la conclusión de que para sismos frecuentes la estructura tiene el nivel de desempeño funcional para ambas direcciones, mientras que para sismos raros el desempeño sísmico de la estructura está en el rango de cercano al colapso. Asimismo, las edificaciones de 3, 5, y 7 pisos, quedan en el rango funcional para sismo frecuentes y en el rango cercano al colapso para sismo raro.

Merino (2013) Determina el desempeño sismorresistente en el edificio ubicado en 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca, utilizando los procedimientos de la norma ATC – 40, y para la evaluación de desempeño sísmico los criterios propuestos por SEAOC. El desempeño

obtenido en la estructura es correcto y mejores que los permitidos para todas las intensidades de sismos en la dirección X, y para el sentido Y el desempeño es operacional.

Amoros (2015) Estudió el desempeño sísmico de una edificación destinado a uso escolar de dos niveles de la Institución Educativa. 82109, San Antonio Plan Tual, en la ciudad de Cajamarca, aplicando el procedimiento del análisis sísmico lineal y el análisis estático no lineal automatizado con el software Sap2000 v15. Con la normativa peruana vigentes E-030, y además FEMA 273, ATC – 40, y VISIÓN 2000. Los resultados del análisis por desempeño no lineal (Pushover) dieron en el nivel de seguridad de vida. Presentando daños moderados de sistemas estructurales, y daños severos en sistemas no estructurales.

Alcantara & Nalvarte (2016) Investigan el aporte de la aplicación de la Norma ATC – 40 en la obtención del nivel de desempeño estructural en el pabellón “Monoblock” del Instituto Nacional de la salud del Niño en Breña, Lima-Perú. La cual consta de dos bloques de estructuras de aporricados de concreto armado, como conclusión de los resultados en el procedimiento de determinación fue un nivel de desempeño para el primer bloque fue de seguridad limitada y para el caso del segundo bloque fue un nivel de desempeño de daño controlado.

2.3. Revisión de conceptos y base teórica

2.3.1. Evolución de las normativas del diseño por desempeños sísmico

En el año 1995 SEAOC – Visión 2000, Contiene la identificación o cuantificación del peligro sísmico, los objetivos del diseño de la estructura y los niveles de comportamiento sísmico esperado. (SEAOC, 1995), este documento es lo que da origen al desempeño sísmico.

En el año 1996 ATC 40: *Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings* : En los años 1990, fue generada la propuesta 122 sometida a votación en la ciudad de California, esto en Estados Unidos, con el objetivo de autorizar al consejo de Seguridad Sísmica de California (CSSC) a orientar recursos para realizar una serie de acciones que aprovecharían la práctica de conciliación sísmica en el sector privado, con el objetivo de optimizar las prácticas de ajuste sísmica en edificios gubernamentales. Esto especifica se orientó en las edificaciones sensibles de concreto armado con tipologías parecidas.

En 1994, el **Consejo de tecnología Aplicado (ATC)** adquirió el contrato para desarrollar metodología y comentario para la evolución y adecuación sísmica de edificios existentes de

concreto armado. El resultado, es el documento (ATC-40, 1996), también conocido como SSC-96-01.

Publicado en el año 1997 FEMA 273 y 274: *NEHRP Guideline and commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings*: En el año 1984, la **Agencia Federal Para el Manejo de Emergencias** (FEMA) instituye un programa para emprender el riesgo sísmico en estructuras existentes. El plan constaba en el desarrollo de una metodología estándar para identificar edificaciones vulnerables de manera frívola o profunda, un compendio de técnicas de rehabilitación efectivas, y las implicaciones sociales debidas a la rehabilitación. Después de 6 años en 1990 dicho plan se había prácticamente ultimado, con lo cual se elaboraron los documentos FEMA 273 y 274, referido a la rehabilitación sísmica de edificaciones, originándose la publicación oficial en octubre de 1997.

Dicho proyecto en global necesitó de un presupuesto de 8 millones de dólares y de la destreza de aproximado de 100 ingenieros, científicos y escritores, dirigidos a por el Consejo de Seguridad Sísmica de Edificaciones (BSSC) como guía principal, el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)

Publicado en el año 2000 FEMA 356: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings*, En noviembre del 2000, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), presenta el documento (FEMA 356), que sustituye a FEMA 273 y FEMA 274, para la rehabilitación sísmica de edificaciones, basada en una metodología de diseño por desempeño, la cual es diferente de los procedimientos de diseño sísmico para los edificios nuevos, que se encuentran establecidas en las normativas vigentes.

La implementación del FEMA 356 ayudó a organizar y divulgar de una mejor forma todos los procedimientos, especificaciones y recomendaciones definidas en el FEMA-274, considerando fundamentos de diseño y construcción en los Estados Unidos.

Con la implementación de FEMA 440: *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* en el año 2005, los documentos FEMA 356 aplica el Método de los Coeficientes y el los de ATC-40 aplica el Método del Espectro de Capacidad, se enfocan en obtener el punto desempeño de la estructura para una determinada acción sísmica, Debido a que en la aplicación de FEMA 356 y ATC-40, se recibieron reporte de lo que se obtuvieron resultados distintos en la obtención de la demanda de desplazamiento. Por esta situación, ATC plantea a FEMA en el año

2000 el desarrollo de un estudio profundo y detallado que se investigaron las razones por la que implicaban dichas discrepancias, fruto de ello se produjo un documento (FEMA 440) con las mejora y correcciones de ambos métodos, los cuales tendrían un resultado similar.

El documento se desarrolla tres propósitos determinados

- 1.- proporcionar directrices aplicables a la evaluación y diseño de estructuras reales por parte de ingenieros especialistas en el área.
- 2.- Facilitar la comprensión conceptual básica de los principios fundamentales, capacidades y limitaciones de los procedimientos.
- 3.- Proporcionar información adicional detallada utilizando en el desarrollo del documento para referencia futura y uso para investigadores.

Con la llegada ASCE/SEI 31-03: *Seismic Evaluation of Existing Buildings* en el año 2003 se detalla un procedimiento de 3 etapas para la evaluación sísmica de edificaciones existentes, con relación a los niveles de desempeño establecidos y explicados en las normativas anteriores. Se espera que los profesionales en el área conozcan y apliquen la técnica para la conclusión si un edificio está diseñado y construido debidamente para resistir fuerzas procedentes del sismo.

ASCE/SEI 31-03 reemplazó la normativa FEMA 31, *Handbook for Seismic Evaluation of Buildings- A Prestandard* (1998), que esta fue escrita para detallar los progresos en la metodología hasta entonces, agregar la experiencia de los expertos en el área, incorporar enseñanzas aprendidas durante sismos, ser concurrente con el FEMA 356, pueda acomodarse a códigos y reglamentos de edificación, ser nacionalmente aplicable, y facilitar metodologías de evaluación.

Más tarde en 2006 el ASCE/SEI 41-06 *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, presentó una técnica de última generación para la rehabilitación sísmica asentada en el desempeño de estructuras, desarrollada a partir del FEMA 356 con las recomendaciones del FEMA 440, así como provisiones exhaustivas acerca de la interacción suelo-estructura, criterios de aprobación revisados para pórticos resistentes a momento de acero que muestran las conclusiones últimas de la investigación elaboradas por SAC Joint Venture; criterios de aceptación actualizadas para miembros no estructurales.

ASCE 41-06 para la fecha de su publicación representó el estado del arte de conocimiento en ingeniería sismorresistente, brindando un instrumento importante para el trabajo del ingeniero estructural, con la intención de perfeccionar el desempeño de las edificaciones en sismos futuros.

En el 2014 ASCE/SEI 41 – 13: *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, actualiza y sustituye las normativas previas ASCE/SEI 41-06: *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, así como la ASCE/SEI 31-03: *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, creando una normativa perfecta para la evaluación sísmica y adecuación de edificaciones existentes, empleando el Método de los coeficientes.

El ASCE 41 – 13 emplea un *procedimiento* de tres etapas para la evaluación sísmica de acuerdo de un rango de niveles de desempeño (desde el desempeño operacional hasta la prevención del colapso) que ajusta el comportamiento estructural esperado con el desempeño de los elementos no estructurales. Están determinadas los procedimientos del análisis, criterios de aprobación y exigencias para cimentaciones y amenazas geológicas locales, componentes o elementos de acero, concreto, mampostería, madera y acero forjado en frío; componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctrico; y sistemas aislación y disipación sísmico. (ASCE/SEI41-13, 2014)

Finalmente, en el año 2017 ASCE/SEI 41-17: *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* actualiza y sustituye las normativas previas ASCE/SEI 41 – 13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* así como la ASCE/SEI 31-06: *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, creando una normativa perfecta para la evaluación sísmica y adecuación de edificaciones existentes, empleando el Método de los coeficientes.

2.3.2. Demanda sísmica

Las demandas sísmicas son ocasionadas por los sismos, los cuales se generan movimientos del suelo y/o oscilaciones de la tierra, por lo que según (Rochel, 2012) el objetivo de un diseño de la edificación es brindar espacios de condiciones adecuadas de seguridad y de confort, por lo cual la concepción estructural debe tener resistencia, rigidez y ductilidad suficientes que pueda contrarrestar a las solicitudes sísmicas.

La demanda sísmica estará representada por un espectro de diseño, una serie de estudios laboriosos y complicados de los diferentes parámetros que se resumen en las diferentes normativas sismorresistentes en el caso específico en la E.030-2016 peruano. El espectro de

respuesta se representa una gráfica que representa un periodo de tiempo, y la aceleración espectral (Chopra, 2014)

2.3.2.1. Niveles de amenaza sísmica

El nivel de amenaza sísmica se debe contemplar en la ubicación de la estructura respecto al fallas geológicas existentes, las características de la geología regional y del sitio. De estos parámetros depende los movimientos a los que se someterán en el terreno, dichas consideraciones pueden alterar el desempeño esperado de la estructura, así también depende de la magnitud del sismo, distancia del epicentro hacia la edificación, la dirección de la transmisión a la rotura de la falla. Todos estos aspectos deben estudiarse y deben tomar en cuenta y reflexionarse en momento de procesamiento de nuevos proyectos y/o evaluación de la estructura existente, basada en el desempeño.

Para la aplicación del diseño por desempeño sísmico, se hace necesario una serie de eventos sísmicos prudentes que hacen posible su ocurrencia y su representación está en el rango de severidad sísmica para un desempeño deseado. Estos eventos también son conocidos como sismos de diseño, y esto variará de acuerdo a la sismicidad del sitio.

2.3.2.1.1. Propuesta visión 2000

En términos de extensiones de recurrencia o posibilidad de excedencia son los niveles de Sismo de Diseño. Esto está expresado en un promedio de periodo del tiempo, su expresión es en años, entre el retorno de un sismo que produce efectos de mayor severidad. El periodo de retorno es expresado por la ecuación 0.1 y la ecuación 0.2

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - P_e)} \quad (2.1)$$

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_e)^{\frac{1}{t}}} \quad (2.2)$$

Donde:

T_R : Período de retorno (años)

P_e : Probabilidad de Excedencia

t : Vida útil de la edificación

Conocido el periodo de retorno y aceleración del periodo para un nivel de sismo

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}} \right)^{0.4} \quad (2.3)$$

$$a_2 = \left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}} \right)^* a_1 \quad (2.4)$$

Donde

T_{R1} : Tempo de retorno para el nivel de sismo 1

T_{R2} : Tempo de retorno para el nivel de sismo2

a_1 : aceleración del sismo 1

a_2 : aceleración del sismo 2

Para (Aguar, 2003) VISION 2000 define 4 sismos de Análisis; desde un punto de vista riguroso, por lo que se establece los parámetros para definir los estudios de peligrosidad sísmica con tendencias a obtener 04 eventos, los mismos denominados sismos frecuentes, sismos ocasionales, sismos raros y sismos muy raros. Los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 1:

Parámetros de los sismos de análisis establecidos Visión 2000.

Sismo	Vida útil de Estructura	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno
Sismo Frecuente	30 años	50%	43 años
Sismo Ocasional	50 años	50%	72 años
Sismo Raro	50 años	10%	475 años
Sismo Muy raro	100 años	10%	970 años

La normativa peruana, así como en la mayoría de los reglamentos sismorresistente en Latinoamérica, establece el sismo de diseño de una estructura con que se debe analizar para que la edificación esencial (categoría A-1) sea capaz de soportar el sismo con la probabilidad de 10 % de ser excedida en 475 años. (NTP. E-030, 2018), si revisamos en la tabla 6, los parámetros establecidos por el comité VISIÓN 2000, se considera como sismos raros.

El diseño sísmico de estructuras tiene constante, la visión futura consiste en comprobar el desempeño aplicados en términos estructurales y además viable económicamente que las edificaciones que van a tener, de acuerdo a la categoría de la edificación, para los sismos indicados en la tabla 7.

Tabla 2:

Sismos de análisis y desempeño esperado en las edificaciones.

Sismo de Análisis	Operacional	Inmediata ocupacional	Seguridad de vida	Prevención De colapso
Sismo Frecuente	◇			
Sismo Ocasional	●	◇		
Sismo Raro	*	●	◇	
Sismo Muy raro		*	●	◇

Fuente: VISSION 2000

Donde:

◇ Edificaciones básicas como residenciales y oficinas

● Edificaciones esenciales tales como hospitales, locales militares, local de bomberos etc.

* Edificaciones considerados en la categoría de seguridad crítica.

Esta verificación se da a través de la comparación de las distorsiones máximas a las que están establecidas en la normativa, esta se basa en el grado de daño local y global de la edificación y en base al nivel de desempeño. (Aguilar, 2008)

2.3.2.1.2. Propuesta ATC-40

Para el ATC-40 existen tres niveles de sismo: primero el sismo de servicio, luego el sismo de diseño y por último el sismo máximo. Como se muestra a continuación.

Tabla 3:

Niveles de Amenaza Sísmica según ATC-40.

Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	Sismo Máximo
Movimiento del suelo con una probabilidad de 50% de excedencia durante 50 años.	Movimiento del suelo con una probabilidad de 10% de excedencia durante 50 años.	Movimiento del suelo con una posibilidad de 2% y 5% de excedencia durante 50 años.
Tiene un periodo de retorno (T) de 75 años.	Tiene un periodo de retorno (T) de 475 años.	Tiene un periodo de retorno (T) de entre 975 y 2475 años.
Sismo considerado como frecuente ya que su ocurrencia es más de una vez	Movimiento sísmico considerado poco frecuente, intensidad moderada y severa por lo que su ocurrencia es menos de una vez	Movimiento sísmico considerado como máximo que pueda someterse sobre una estructura.

vez durante el tiempo de vida útil de la
vida útil de la edificación. edificación.

Fuente: ATC-40 1997

Para la presente investigación que es una estructura esencial se asume que el diseño fue realizado con sismo máximo, tal cual exige la normativa vigente de diseño sismorresistente de estructuras.

2.3.2.1.3. Propuesta del ASCE/SEI 41-17

El ASCE/SEI 41-17 establece 5 niveles de amenaza sísmico que se usan para la determinación de los distintos tipos de objetivos de desempeño.

- a. Evento sísmico con posibilidad de ocurrencia de 50% en el tiempo de 50 años con un periodo de regreso de 72 años. Es decir que es el equivalente al sismo ocasional de la Tabla 2.5.
- b. BSE-1E: Evento sísmico con posibilidad de ocurrencia de 20% en el tiempo de 50 años con un periodo de retorno de 225 años.
- c. BSE-2E: Evento sísmico con posibilidad de ocurrencia de 5% en el tiempo de 50 años con un periodo de retorno de 975 años.
- d. BSE-1N: Corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa el sismo de diseño definido en el ASCE 7. Es un sismo con una posibilidad de ocurrencia de 10% en el tiempo de 50 años con un periodo de retorno de 475 años. Es el equivalente al sismo raro de la Tabla 2.5.
- e. BSE-2N: Corresponde al MCER (Sismo considerado de riesgo máximo) que es igual a 1.5 veces el sismo de diseño definido por la sección 11.4 del estándar ASCE 7-16. Se puede considerar que corresponde a un sismo con la probabilidad de excedencia de 2% en el tiempo de 50 años, con un periodo de retorno propedio de 2475 años.

2.3.2.2. Demanda sísmica según la NTE E.030-2018

- a) **Zonificación:** de acuerdo con la norma E.030-2018(Cap.2. art.10) el factor Zona se explica como la aceleración máxima horizontal en suelo duro con la probabilidad de 10% de excedencia en el tiempo estimado de 50 años. El valor de Z se formula como una porción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 4:

Factores de Zona

Zona	Valor de Z
Zona 4	0.45g
Zona 3	0.35g
Zona 2	0.25g
Zona 1	0.10g

Fuente (NTE E.030-2018)

- b) **Perfiles de suelo:** Los estratos del suelo se catalogan basados en la velocidad de propagación de las ondas de corte según la norma E.030-2018 (Cap. 2. Art. 12.1.) los suelos se clasifican en 5 grupos de acuerdo a la dureza del perfil del suelo.

Tabla 5:

Perfiles de suelo y su clasificación

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u	Descripción
S ₀	>1500m/s	-	-	Roca dura
S ₁	500m/s a 1500m/s	>50	>100 kPa	Suelo muy rígido
S ₂	180m/s a 500m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	Suelos Intermedios
S ₃	<180 m/s	<15	25kPa a 50 kPa	Suelos Blandos
S ₄	Clasificación basada en el EMS			Condiciones excepcionales

Fuente: (NTE E.030-2018)

- c) **Parámetros del suelo (S, TP y TL):** la normativa E.030-2018 (Cap. 2. Art. 13.) considera el tipo de perfil que describa mejor las condiciones locales, basándose en los valores del factor S y de TP y TL.

Tabla 6:

Factor "S" por tipo de perfil de suelo

Suelo /Zona	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10

Fuente (NTE E.030-2018)

A continuación, se presentan los periodos del suelo basada en el tipo de perfil del suelo.

Tabla 7:

Periodo TP y TL

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente (NTE E.030-2018)

d) Factor de amplificación del suelo (C): Se define el factor de amplificación sísmica basado en los parámetros del suelo con las siguientes ecuaciones que se encuentra en E.030-2018 (Cap. 2. Art. 14.)

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5 \quad (2.5)$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad (2.6)$$

$$T > T_p \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T} \right) \quad (2.7)$$

e) Clasificación de las Edificaciones y Factor (U): las categorías y el factor de Uso están indicados en E.030-2018 (Cap.3. Art. 15) las edificaciones se encuentran clasificadas según el uso que pretende dar durante el tiempo de vida de la edificación.

Tabla 8:

Categorías de la Edificación y Factor de Uso.

Categoría	Descripción	Factor U
Categoría A	A1 esenciales	Nota 1
	A2 Esenciales	1.50
Categoría B	Edificaciones importantes	1.30
Categoría C	Edificaciones comunes	1.00
Categoría D	Edificaciones temporales	Nota 2

Fuente (NTE E.030-2018)

- f) **Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0):** de acuerdo a la a los sistemas estructurales planteadas la norma E.030-2018 (Cap.3 Art. 18) presenta el coeficiente de reducción sísmica que se presenta a continuación:

Tabla 9:

Coefficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas.

Sistema Estructural	Coefficiente R_0
Concreto Armado: pórticos	8
Concreto Armado: dual	7
Concreto Armado: muros estructurales	6
Concreto Armado: muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (por esfuerzos permisibles)	7

Fuente (NTE E.030-2018)

- g) **Factores de Irregularidad:** la norma E.030-2018 (Cap.3 Art. 20) refiere a las irregularidades de altura y de planta y propone los factores que se presentan a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 10:

Irregularidades Estructurales en Altura.

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor I_a
01 Regular	1.00
02 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
03 Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	0.75
04 Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
05 Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
06 Irregularidad de Masa o Peso	0.90
07 Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
08 Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
09 Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Fuente (NTE E.030-2018)

Tabla 11:

Irregularidades Estructurales en Planta.

Irregularidades Estructurales en Planta	Factor I_p
01 Regular	1.00
02 Irregularidad Torsional	0.75
03 Irregularidad Torsional Extrema	Calcular
04 Esquinas Entrantes	0.90
05 Discontinuidad del Diafragma	0.85
06 Sistemas no Paralelos	0.90

Fuente (NTE E.030-2018)

- h) **Coefficiente de Reducción Sísmicas (R):** en la norma E.030-2018 (Cap. 3 Art. 22) el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas es el resultado del coeficiente R_0 por los factores I_a y I_p

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad (2.8)$$

2.3.2.3. Nivel de peligro sísmico en Cusco.

La región de cusco Presenta una geografía muy compleja, accidentada y con 6 fallas geológicas muy importantes los cuales se mencionan a continuación: falla Layo con una longitud de 14 Km ubicado en la provincia de Yanaoca, falla Amaru con una longitud de 18 Km, falla Paruro con una longitud de 10 Km, falla Pachatusan con 16 Km de longitud, la falla de Qoricancha que tiene 23 km de longitud, y la Falla Tambomachay con una distancia de 22 km, de los anteriores el más cercano a la provincia de Espinar es la falla Layo, esto por la ubicación dentro de la jurisdicción límite con la provincia de Espinar. Razón por lo cual esto representa un peligro sísmico latente para la región de Cusco y específicamente para Espinar.

La región de Cusco se encuentra ubicado en una zona de sismicidad alta, Zona 3 según E.030-2016 a nivel nacional y a lo largo de la historia del Perú ha registrado 2 terremotos devastadores, siendo el mayor de ellos en el siglo XV que según algunos estudios estimados fue de grado 7 en la escala de Richter. En el año 1950 la ciudad de Cusco fue devastada por otro sismo de similar característica que arrasó con las viviendas casi en su totalidad según a lo que indican (Benavente et al., 2004) (que fueron de adobe). En los últimos años se pueden apreciar la presencia de sismos con daños menores en las edificaciones y efectos estructurales considerables muy pocos en edificaciones con una intermitencia de 1 cada 3 años aproximado.

A continuación, se presenta en la tabla 12 un extracto del anexo 01 de la zonificación sísmica divididas por regiones, provincias, y distritos. Para la zona de estudio.

Tabla 12:

Zonificación Sísmica (Anexo 01 de la norma E.030).

Región (dpto.)	Provincia	Distrito	Zona sísmica	Ámbito
Cusco	Espinar	Condoroma	3	Todos distritos
		Coporaque		
		Espinar		
		Ocoruro		
		Pallpata		
		Pichigua		

Fuente: E.030-2018

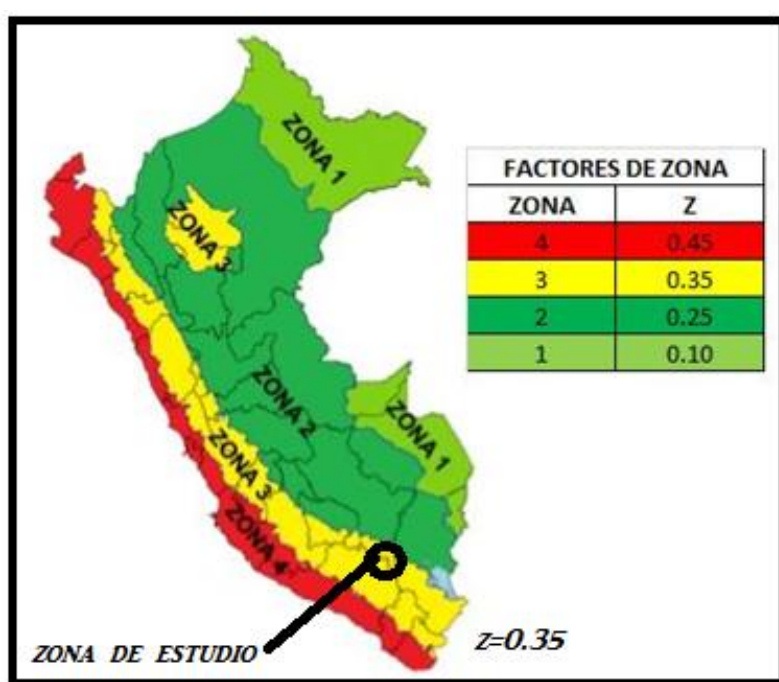


Figura N° 1: Zonas sísmicas.

Fuente: Adaptación de E.030-2018

2.3.3. Espectro de demanda

El cálculo de espectro inelástico para el diseño de una estructura definida en la normativa E.030-2018 (Cap.4. Art. 29.2.) de los cuales se expresa de la siguiente manera.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (2.9)$$

El formato estándar de espectro de diseño, la gráfica aceleración espectral en ordenadas versus tiempo en segundo (S_a vs T) a propuesta de ATC-40 se convierte en formato ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum), aceleración espectral versus desplazamiento espectral (S_a versus S_d), para fines de evaluación del nivel desempeño estructural con la siguiente expresión:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad (2.10)$$

En la figura N° 2 se aprecia la gráfica de espectro en formato estándar a formato ADRS

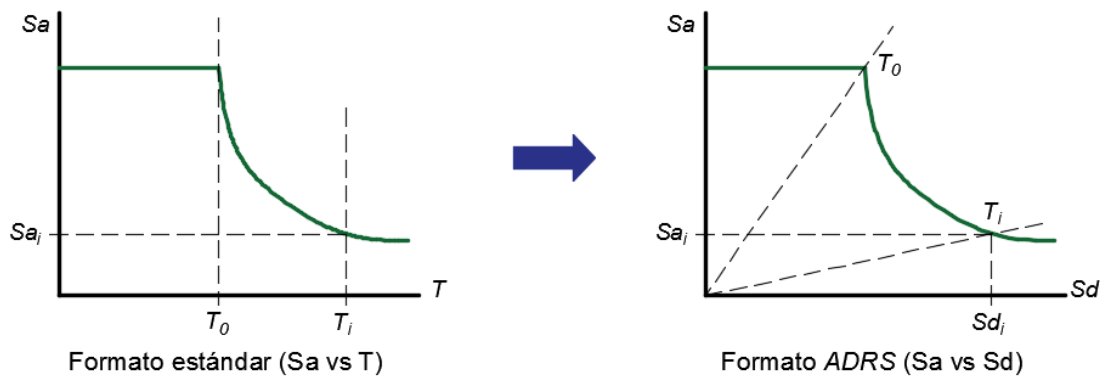


Figura N° 2: Conversión de espectro en formato ADRS.

Fuente: ATC – 40 (1996)

2.3.4. Capacidad de la estructura

El análisis estático no lineal basado en método de espectro de capacidad definido por ATC – 40 y mejorado por FEMA – 440, define la curva de capacidad de la estructura mediante de la gráfica de cortante basal (V) versus desplazamiento lateral del último nivel del edificio.

Al igual que el espectro de diseño estándar la curva de capacidad se realiza la conversión en espectro de capacidad expresado en aceleración espectral S_a versus Desplazamiento espectral S_d establecido en la siguiente ecuación:

Para aceleración espectral:

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (2.11)$$

Para Desplazamiento espectral

$$S_d = \frac{\Delta_{tope}}{FP_{\phi_{tope1}}} \quad (2.12)$$

La gráfica N° 3 ilustra la representación de la conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

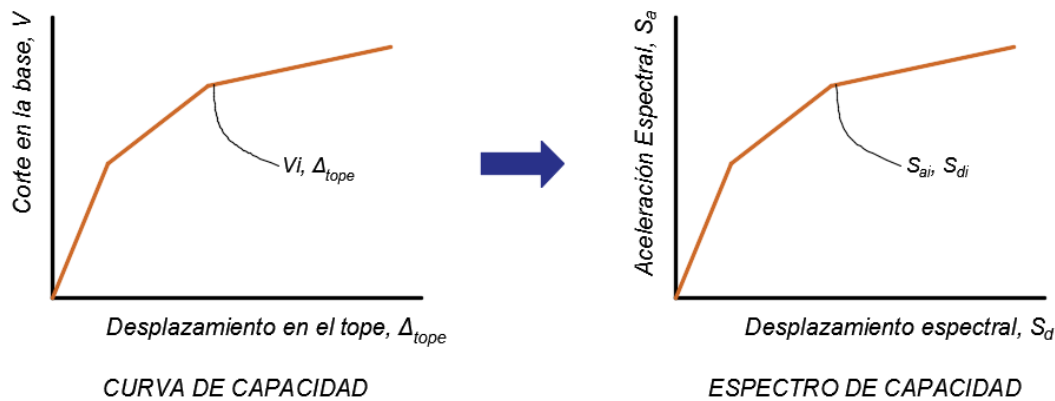


Figura N° 3: Conversión de curva de capacidad en Espectro de capacidad.

Fuente: ATC-40 (1996)

La respuesta elástica de la estructura se obtiene a través de método de espectro de capacidad, después de construir el espectro de capacidad así como también el espectro de demanda, ambos en formato ADRS, de la intersección de los dos espectros se encuentra el punto de desempeño (D_p , A_p) los cuales se ilustran en la figura

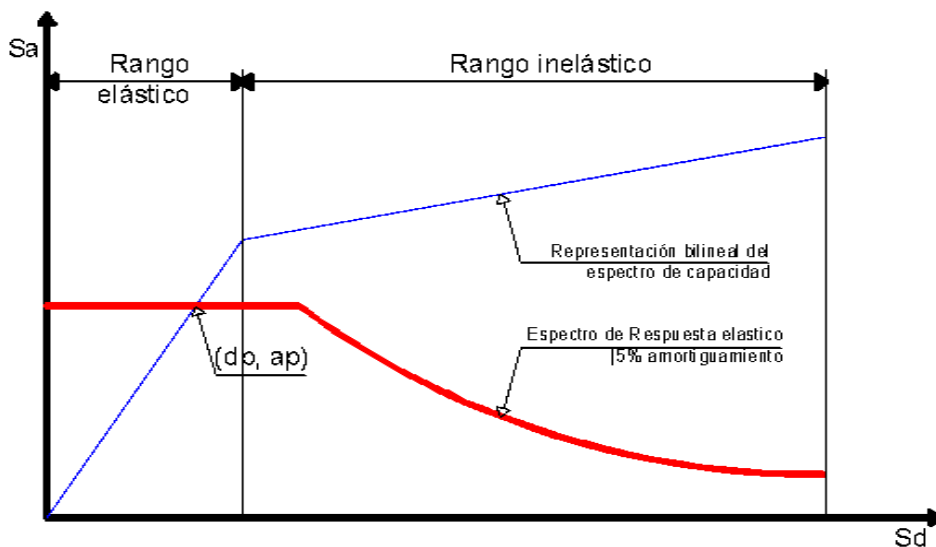


Figura N° 4: Representación de la respuesta elástica de la estructura.

Fuente ATC -40 (1996)

2.3.5. Desempeño sísmico

El concepto de desempeño sísmico nace a partir de la necesidad de diseñar estructuras capaces de soportar los eventos sísmicos sin exponer en peligro la seguridad de sus ocupantes y sin llegar al colapso, es por tal razón, la tendencia de la ingeniería estructural fue impulsar el empleo y la aplicación de los pensamientos básicos del diseño basado en el desempeño sísmico en los últimos años.

La normativa actual vigente de cualquier país latino tiene por objetivo el control de daños y la seguridad de vida para los sismos de servicio (frecuentes) y sismos de diseño (moderados) y prevención de colapso para los sismos máximos (severos). Sin embargo, por el procedimiento de análisis estructural empleado en dichas normativas es en general es el rango lineal (elástico) lo cual alcanzar los objetivos planteados son realmente incierta por lo que no se puede estimar el comportamiento de la estructura para los diferentes niveles de sismo en el rango no lineal (inelástico).

El desempeño sísmico está basado en tres conceptos fundamentales que se describen a continuación.

Capacidad. - La capacidad de la estructura dependerá de la resistencia, así como de la ductilidad de los elementos de manera individual de la estructura. El proceso de análisis estático no lineal “Pushover” se usa en orden de determinar la capacidad en el rango inelástico, este procedimiento usa una sucesión de análisis elásticos sucesivo súper atribuidos para atinar un diagrama de capacidad fuerza – desplazamiento de la estructura. (A. Hernandez, 2010)

Demanda. - la agitación del suelo durante un sismo que produce un patrón complejo de traslaciones en la estructura que varía con el tiempo. Siendo una determinada estructura y una agitación del suelo, la solicitud de desplazamiento es un considerado de la máxima respuesta deseable de la edificación durante el movimiento del suelo. (Hernández, 2010)

Desempeño. - Una vez se ha determinado los desplazamientos de demanda y la curva de capacidad, se puede identificar el punto de desempeño en la estructura. (Hernández, 2010)

2.3.5.1. Diseño por desempeño sísmico

El diseño por desempeño sísmico de una edificación como lo indica (Hernandez, 2018) es mucho más que el diseño sismorresistente, está basado en el control adecuado de daños en la vida útil de una estructura, concerniente a sus elementos estructurales y también sus elementos no estructurales, está orientado más allá de la prevención del colapso evitando la pérdida de vidas

lo cual es el enfoque normal de las normativas, esto apunta a los criterios de la funcionalidad, (a qué uso se va a destinar la edificación planteada) de acorde a las actividades que se dediquen en la edificación, es decir, involucra establecer objetivos específicos de desempeño que fijen a una optimización de los costos de construcción y que se ajusten a los requisitos de los Usuarios.

El nivel de desempeño representa una situación límite o permisible determinado en función a los daños físicos posibles de la edificación, la amenaza de la seguridad de los ocupantes de la estructura provocada por los daños y también la funcionalidad de dicha edificación después de evento de ocurrencia del sismo. Se describe a un estado límite de daño. El nivel de desempeño de una estructura es una expresión de la máxima prolongación del daño, en la cual se considera la situación de los elementos estructurales como también los elementos no estructurales y los contenidos en la estructura. (E. Navarro, 2014)

Un objetivo de desempeño que requiere que el edificio permanezca operacional inclusive en el evento más fuerte, la edificación tendría elementos muy robustos y grandes, sería en costos demasiadamente muy altos, pero, por otro lado, si solo se considera primordial la seguridad de vidas, posiblemente no se logre proteger convenientemente los intereses financieros de los inversores. En ocasiones, el costo asociado a interrumpir la actividad profesional de una edificación, a causa de daños provocados por un sismo, puede ser más apreciable que la inversión inicial de la estructura, por lo que es necesario razonar muy detenidamente con el cliente la situación operativa de la edificación, esto después del evento sísmico. Para las edificaciones esenciales como hospitales, centros de bomberos, centro educativo y otros, se impone que las mismas se mantengan en actividad en todo momento, por lo que es precioso disminuir el daño, inclusive de los componentes no estructurales que podrían obstruir su debido funcionamiento después del evento sísmico.

El desempeño sísmico es definido por el extremo estado de daño tolerado, (establecido en términos de deformación de la rótula), para determinado nivel de demanda sísmica. (Julio Delgadillo, 2005)

El desempeño sísmico constituye una condición tolerable instituida en función de tres aspectos esenciales: según (ATC-40, 1996) VISION 2000 y otros.

- a) Los daños físicos posibles sobre los elementos estructurales y elementos no estructurales.
- b) El peligro sobre la seguridad de los usuarios de la edificación, inducida por estos daños.

- c) La funcionalidad de la estructura posterior al evento sísmico.

2.3.5.2. Objetivos de desempeño sísmico

Para los Objetivos de Desempeño es preciso definir los Niveles de Desempeño y Sismo de Diseño. (Taipe, 2003) los cuales definiremos más adelante, así podremos comprender de una manera más precisa.

Un Objetivo de desempeño de una estructura se define escogiendo un nivel de desempeño del edificio anhelado para un nivel dado de sismo. (Julio Delgadillo, 2005). Lo cual deberá ser muy satisfactorio, con muy pocas deficiencias o fallas después de ocurrencia de un evento extraordinario esperado, por lo general se considera 50 años de periodo de retorno, para lo cual se ha diseñado la estructura. La mejor manera de ilustrar los objetivos del desempeño es a través de una tabla de objetivos que a continuación se presenta:

La tabla 13 muestra una representación de cada cuadrado un objetivo de desempeño, un desempeño para el ímpetu del sismo dada, en el eje horizontal del tipo de desempeño para una estructura, en eje vertical la severidad del sismo.

Tabla 13:

Objetivos de desempeño según Visión 2000.

		OBJETIVOS DE DESEMPEÑO			
		Totalmente completa	Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional (72 Años)	Objetivo básico	Objetivo esencial	Objetivo Riesgoso	DESEMPEÑO INACEPTABLE
	Raro (475 Años)				
	Muy raros (970 Años)				

Fuente (adaptación SEAOC/Visión 2000)

Las líneas diagonales señalan los criterios de diseño que se debe fijar sobre la estructura, teniendo en cuenta el uso a lo que destinará la edificación, la ubicación en el mapa de peligro

sísmico que se concluirá. Para las estructuras escolares, lo cual es el objeto de la presente investigación, de categoría de ocupación A según E-030-2018 (edificación esencial) a la vez del sistema estructural mixta irregular (Concreto Armado en sentido Longitudinal y sistema de Albañilería Confinada en el sentido transversal) se espera un objetivo de desempeño de seguridad crítica, la zona achurada indica cada nivel de desempeño esperado, es decir, para sismos ocasionales, o sismo de servicio (72 años de periodo de retorno) con probabilidad de excedencia de 50% la estructura debe estar completamente operativo, para sismos raros o sismo de diseño (475 años de periodo de retorno) con probabilidad de excedencia de 10%, la estructura deberá completamente en operativo, y para sismos muy raros (970 años de periodo de retorno) con probabilidad de excedencia de 5%, la estructura deberá estar en el rango operativo.

2.3.6. Nivel de Desempeño de la Edificación

Es un estado límite de daño prudente, representa una condición tolerable que es establecida en relación de tres aspectos esenciales: los daños físicos posibles en los componentes estructurales, daños físicos posibles en los elementos no estructurales, el peligro sobre la seguridad de los inquilinos de la estructura, estas amenazas y la funcionalidad posterior al evento sísmico de la estructura. En otras palabras, el desempeño de la edificación resulta igual al nivel de desempeño estructural combinado con el desempeño no estructural.

Se puede considerar satisfactorio a una edificación cuando sea sometida a diferentes intensidades de movimientos o sollicitaciones sísmicos y que a todas las simulaciones soporta la edificación. ATC-40 (1996). Un buen desempeño de la estructura debe ser capaz de resistir niveles de movimiento sísmico determinado.

El desempeño esperado está vinculado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que son en forma probabilístico. Estos enfoques están asociados con una probabilidad de ocurrencia.

2.3.6.1. Propuesta ATC-40

El comité ATC-40 separa los niveles de desempeño para los componentes estructurales y los componentes no estructurales, de modo que los combina y producto de esa combinación indica el nivel de desempeño estructural de la edificación en estudio. (ATC-40, 1996).

a. Niveles estructurales

- **SSP-1.** Inmediata ocupación; permanece inalterado los sistemas resistentes a cargas verticales y horizontales, puede que quede con mínimo daño estructural pero el peligro a la vida es prácticamente despreciable, la estructura permanece en su funcionamiento normal y en su totalidad.
- **SP-2.** Daño Controlado; estado de daño que comprende de entre condiciones de límite inmediata ocupación y seguridad. Puede que los ocupantes resulten afectados pero la vida de ellos no está en peligro.
- **SP-3.** Seguridad; la mayor parte de los elementos estructurales se mantienen firmes, aunque pueden haber ocasionado algunos daños significativos en la estructura. Las reparaciones estructurales pueden tener un costo elevado. La vida de los ocupantes puede correr peligro y pueden quedar afectados.
- **SP-4.** Seguridad Limitada: un estado de daño que comprende de entre las condiciones de límite de seguridad y estabilidad estructural, con peligro alto para sus ocupantes.
- **SP-5.** Estabilidad estructural; estado de daño donde el sistema estructural está en el límite de experimentar un pre colapso o colapso total. Después de ocurrida el movimiento sísmico la estructura ha sufrido daños sustanciales, con tendencia a una significativa degradación en su rigidez y resistencia. Hay un grado elevado de peligro para la vida de los ocupantes y otras personas de los alrededores. Los elementos estructurales requerirán reforzamientos muy significativos.
- **SP-6.** No considerado; eso no es un nivel de desempeño estructural, más bien es una condición donde solo se realiza una evaluación sísmica de los componentes estructurales.

b. Los Niveles de desempeño de los elementos no estructurales

- **NP-A.** Operacional; después de la ocurrencia del sismo los elementos no estructurales, los sistemas y componentes continúan funcionando y permanecen sin daño. Las maquinarias y los equipos deben continuar operando aún con algunos extremos casos no sean del todo útiles.
- **NP-B. Inmediata** ocupación; los elementos no estructurales, los sistemas y componentes continúan en su sitio, aunque con algunas interrupciones que no permitan su funcionamiento óptimo. Los ocupantes se mantienen en estado de seguridad.
- **NP-C.** Seguridad; daños considerables en los elementos no estructurales, los sistemas y componentes, pero sin llegar al colapso o que puedan atentar contra sus ocupantes. No debe existir fallas en los componentes considerados peligrosos. Aunque los equipamientos y

maquinarias pueden quedar fuera de servicio. El peligro a la vida por los daños para los ocupantes es bajo.

- **NP-D.** Amenaza; daños considerables en los sistemas, elementos y componentes que son considerados no estructurales, pero no conviene que lleguen al colapso notables y pesados elementos de manera que puedan poner en riesgo a las personas. El peligro de daños no estructurales y bastante.
- **NP-E.** No considerado. Esta condición no es considerada como un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, en este nivel solo se realizan la evaluación sísmica de desempeño de componentes estructurales.

Tabla 14:

Niveles de Desempeño de la edificación (ATC-40, 1996).

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad Inmediata	SP-5 Estabilidad estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aceptable

Niveles de desempeño adaptado de ATC-40,1996

En la tabla 2.14 se describen los posibles niveles de daño para la edificación, y las posibles combinaciones son cuatro niveles de desempeño de la edificación identificados; nivel Operacional (A-1), nivel Inmediata Ocupación (1-B), nivel Seguridad (3-C) y Estabilidad Estructural (5-E), así también otros niveles de desempeño, la denominación NR es nivel de desempeño no recomendable.

Los niveles de desempeño mostrados en la tabla 4 tienen las siguientes descripciones.

c. Niveles de desempeño de edificio

- **A-1. Operacional:** se refiere a la relación con la funcionalidad, los daños ocasionados a los componentes estructurales son muy limitados, siguen funcionando los componentes no estructurales. Continúa la seguridad de los ocupantes.

- **1-B. Inmediata Ocupación:** criterio más común para las edificaciones esenciales. Los espacios, los sistemas y equipamientos siguen para ser utilizados. Siguen funcionando los servicios primarios, la seguridad para sus ocupantes permanece.
- **3-C. Seguridad de vida:** estado de daños que no tiene mucha incidencia el atentado contra la vida de sus ocupantes. Este nivel de desempeño es el que se separa alcanzar con la aplicación de las diferentes normativas de diseño sísmico actuales a nivel internacional.
- **5-E. Seguridad Estructural:** en este estado de daño es cuando no quedan reservas de sistemas resistente para soportar una posible réplica, mantiene capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantenerse estable es ese momento.

2.3.6.2. Propuesta de Visión 2000

El comité Visión 2000 indica una descripción de manera resumida los diferentes niveles de desempeños, esto de acuerdo al daño que se espera sufrir después de que un sismo pueda dejar en la edificación, estos niveles de desempeño se muestran en la siguiente tabla. (Aguilar, 2008)

Tabla 15:

Definiciones del desempeño estructural según las publicaciones VISION 2000.

VISION 2000	DESCRIPCIÓN
Completamente Operacional	La estructura permanece apta para su uso, se aguardan daños mínimos.
Operacional	No hay daño representativo a la estructura, la misma que permanece muy cerca de la resistencia y rigidez que antes tenía. El edificio se puede utilizar luego de res arreglado de algunos daños pequeños.
Seguridad	Daño representativo a los elementos estructurales con disminución importante en la rigidez, pero tienen un margen de seguridad antes de derrumbarse. La estructura funcionara después de una reparación y refuerzo correspondiente.
Cerca de Colapso	Daño significativo estructural y no estructural. hay una gran disminución de resistencia y rigidez de la estructura, solo es cuestión de esperar para que llegue al colapso.

Definiciones de desempeño adaptación de VISION 2000 SEAOC

De acuerdo al uso que la estructura se va destinar, el VISION 2000, presenta un nivel mínimo de desempeño para tres tipos de edificaciones: Básica, Esencial y de Seguridad Crítica (Aguilar, 2008). Mientras que la norma peruana sismorresistente (NTE. E-030, 2018) clasifica en cuatro categorías a las edificaciones según su uso, estas son; edificaciones esenciales (A), edificaciones importantes (B), Edificaciones comunes (C), Edificaciones Temporales (D).

En la tabla 16 es presentado de manera resumida las características principales de los diferentes niveles de desempeño definido por el comité VISION 2000 y su correspondencia con los estados de daño en general.

Tabla 16:

Niveles de Desempeño de la estructura VISION 2000.

Nivel de Desempeño	Descripción de los daños	Estado de Daños
Operacional	Los daño estructural y no estructural son insignificantes o ninguno. Los servicios básicos continúan prestando sus servicios.	Despreciable
Funcional	Fisura en elementos estructurales. Existe daño entre ligeros y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y los servicios básico funcionan con normalidad.	Leve
Resguardo de la vida	Hay daños regulares en algunos elementos. Empieza la pérdida de resistencia y rigidez en el sistema resistente de fuerzas laterales. El sistema permanece en funcionamiento. Comienzan a dañarse algunos elementos no estructurales. Pueden ser necesario reparar por algún tiempo.	Moderado
Cerca de colapso	Daños significativos en los elementos estructurales. Fallo de los elementos no estructurales, contenidos y elementos secundarios. Puede ser necesario la demolición de la estructura.	Severo
Colapso	Colapso parcial o total de la estructura. No se puede recuperar la estructura, será necesario la demolición.	Completo

Niveles de desempeño estructural adaptado de VISION 2000 SEAOC

2.3.7. Aplicación del Análisis Estático no Lineal (Pushover)

La técnica de análisis estático no lineal (Pushover) es simple y eficaz en la obtención de la capacidad (resistencia -deformación) de una determinada estructura aplicando fuerzas inerciales esperadas. Este método de análisis la estructura es sometido a un patrón de cargas laterales que se aplican de manera incremental monotónica hasta alcanzar al punto de colapso de la estructura, es decir, las fuerzas laterales se aplican hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Con el uso de este método de procedimiento de análisis se puede identificar la secuencia de cedencia, agrietamiento y fallos de los componentes, cortantes en la edificación y los estados límite de servicio y el historial de deformaciones, que es correspondiente a la curva de capacidad. (Nicolas aguevar et al., 2006)

En el proceso de análisis, la respuesta de la estructura es elástica en un inicio la cual se asocia en una rigidez inicial, después, los elementos superan su cadencia con el incremento de las fuerzas, la rigidez de la estructura disminuye por lo que la estructura entra en un rango inelástico a razón de su ductilidad.

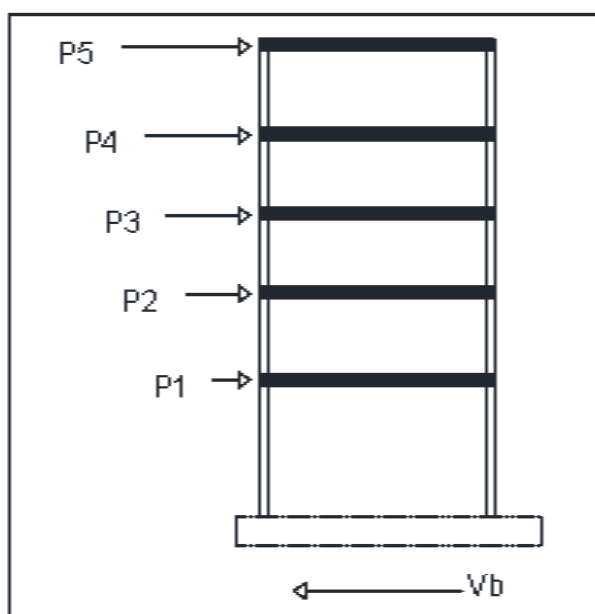


Figura N° 5: Estructura sometida a fuerzas laterales.

Se asignan rótulas plásticas a cada elemento estructural en función a su tipo de falla, lo cual indicará su capacidad sedente y su capacidad última en términos de desplazamiento, curvatura y rotaciones. con la aplicación de cargas incrementales se aprecian las rótulas en cada elemento evidenciado el mecanismo de falla que se producen ya sea dúctil o frágil, los cuales pueden conducir al colapso.

A medida que los elementos estructurales tengan suficiente ductilidad, la estructura se puede seguir deformando en la condición inelástica.

Los nombres que se le ha asignado al procedimiento con lo se determina la curva de capacidad sísmica a través del análisis estático no lineal, son muchos nombres. Según (Aguilar, 2008) algunos lo llaman como el método de empuje, otros indican que es el nombre de Pushover en el idioma inglés. Lo siento es que esta es una técnica consistente en aplicar cargas incrementales lateralmente a una estructura ya diseñada en la que se conoce la armadura de sus elementos. Para (A. Hernandez, 2010) la obtención de la curva de capacidad es en representación del primer modo, suponiendo que el primer modo es el predominante en la estructura. Esto es válido para las estructuras cuyo primer modo de vibración es la predominante.

Las fuerzas se aplican de manera monotónica en una sola dirección generalmente en forma triangular y arbitraria, hasta que alcance al punto de colapso.

En el análisis estático no-lineal incremental (análisis por el método “Pushover”) se somete a la estructura a un patrón de fuerzas laterales que se acrecientan de manera monotónica hasta lograr alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura. (Esteba, 2017).

2.3.7.1. Importancia de la aplicación análisis estático no lineal (Pushover)

Para la realización del diseño estructural de una edificación, se estima a través de un espectro de diseño inelástico, que esto depende de un factor de Reducción inelástico “R”, dicho factor obedece al sistema estructural y la importancia de la edificación. Al asumir el factor “R” se está suponiendo que la estructura superada su rango inelástico disipará energía en forma estable, para ello se requiere de una ductilidad suficiente mente capaz de disipar dicha energía. Esta ductilidad va a depender del sistema estructural por su capacidad de deformación, las irregularidades que presenta la estructura ya sean horizontales o Verticales. (E. Hernandez, 2018)

Aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) se obtendrá la curva de capacidad establecida en términos de desplazamientos en el topo de la estructura versus el cote basal. Encontrando el punto de desplazamiento de la cedencia y el punto de desplazamiento último se encontrará y se podrá definir la ductilidad del sistema. A continuación, se muestra una gráfica de la curva de capacidad en la que se explica donde se aprecia el punto de cedencia y el punto último, los cuales son producto de la relación de la fuerza cortante cedente versus desplazamiento cedente y la cortante ultimo versus desplazamiento último respectivamente.

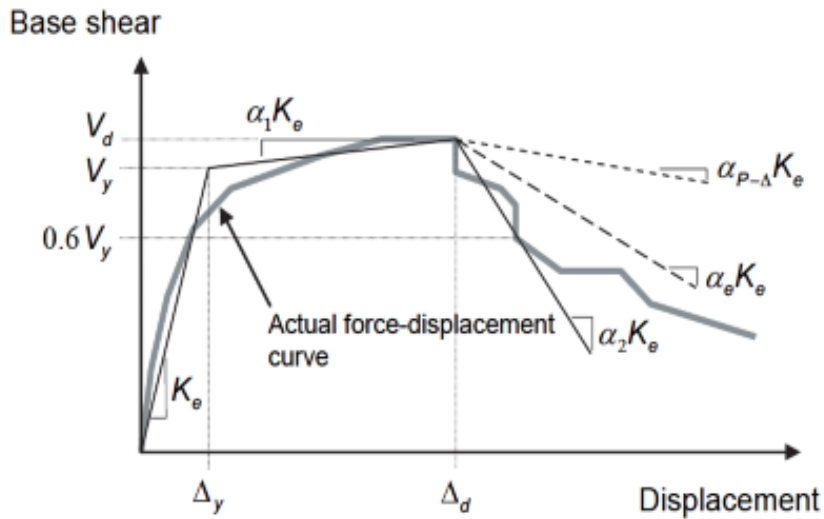


Figura N° 6: Curva de capacidad según ATC-40.

Fuente: FEMA 440 (2005)

Los principios esperados y requeridos de las deformaciones en rangos no lineales (inelásticas) son el punto de fluencia del elemento es decir que son las rotaciones en posibles rótulas plásticas. Por ende, es legítimo enlazar rotaciones de secciones por unidad de longitud (es decir curvatura) con sus momentos flectores respectivos (Burgos, 2007).

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (2.13)$$

Donde:

μ : Ductilidad del sistema

Δ_d : Punto del desplazamiento último

Δ_y : Punto del desplazamiento cedente

2.3.7.2. Definición Patrón de fuerza lateral

Para la realización de un análisis no lineal en edificios con múltiples grados de libertad, se necesita, para el caso del FEMA, efectuar dos análisis apartes usando vectores de carga diferentes; el primer grupo de vectores pueden ser: Primer Modo, Distribución por Código, SRSS de cargas de piso modales; el segundo grupo puede elegirse de los vectores de carga: Distribución de Carga Adaptativa, Distribución Uniforme. Los criterios de aceptabilidad son los que se deben comparar con los valores mayores. (Toledo, 2011).

Los patrones de cargas laterales para la aplicación de los existen son cinco casos que a continuación se presenta:

- a) **Caso 1:** distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección del análisis

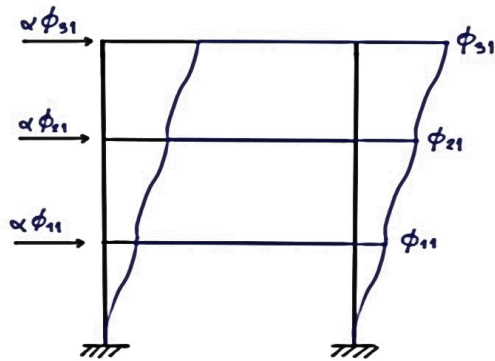


Figura N° 7: Distribución de cargas laterales para el Caso 1.

Fuente: (Hernandez, 2018)

- b) **Caso 2:** distribución de fuerzas laterales en cada entrepiso o nivel, fuerzas proporcionales a la masa total en cada nivel

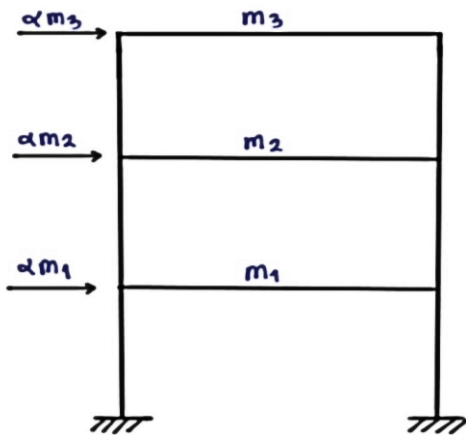


Figura N° 8: Distribución de cargas laterales para el Caso 2.

Fuente: (Hernandez, 2018)

- c) **Caso 3:** Repartición vertical en proporción a la distribución de fuerzas de piso, computada al combinar las respuestas modelos de un análisis espectral, esto incluyendo que los modos sumen por lo menos 90% de la masa total de la edificación

Este caso de distribución se debe usar cuando el periodo fundamental excede de 1.0 según de duración.

$$T \geq 1.0 \text{ seg}$$

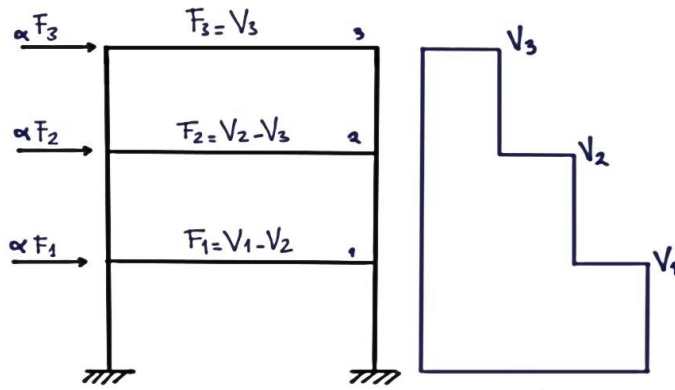


Figura N° 9: Distribución de cargas laterales para el Caso 3.

Fuente: (Hernandez, 2018)

d) **Caso 4:** Distribución vertical de cargas a razón a los valores de C_{vx}

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.14)$$

Donde:

C_{vx} : factor de distribución vertical de carga.

k : 2.0 para $T > 2.5$ seg / 1.0 oata $T < 0.5$ seg

w_x : Porción del peso total de la estructura hasta el nivel x

h_x : Altura (en pies) desde la base hasta el nivel x .

w_i : Porción de peso total de la estructura en el nivel i .

h_i : Altura (en pies) desde la base hasta el nivel i .

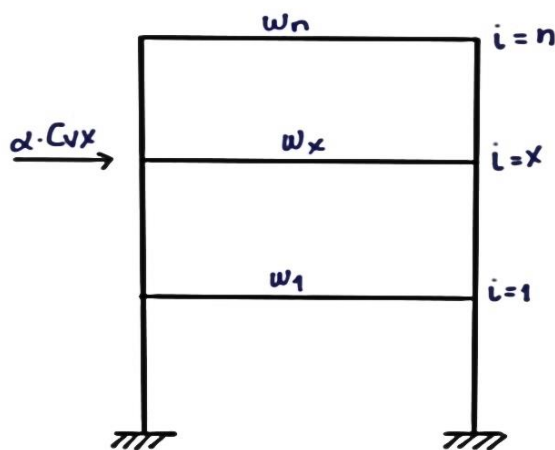


Figura N° 10: Distribución de cargas laterales para el Caso 4.

Fuente: (Hernandez, 2018)

- e) **Caso 5:** distribución de cargas adaptativas en tanto que la estructura es desplazada, modificada de la distribución original, utilizando un procedimiento que considere las propiedades de la estructura en cedencia los paso a seguir son:
- Uso de fuerzas a razón a la deformación de la estructura
 - Uso de fuerzas de piso a razón de la forma modal, derivadas de la rigidez secante en cada sentido.
 - Uso de fuerzas de piso a razón de la resistencia a corte de cada piso en cada paso del estudio

2.3.7.3. Procedimiento general del análisis estático no lineal (Pushover)

1.- Se va a definir un primer caso no lineal relacionado a la carga gravitacional comprendido además la acción constante y variable.

2.- Se definirá un segundo caso no lineal relacionado con el patrón de cargas laterales, de manera que algunos elementos estén alrededor del 10% de su resistencia bajo esfuerzos. Este caso no lineal comienza cuando el primer caso gravitacional termina.

3.- se ubica y define un punto control en el tope de la estructura, punto donde se hacer el monitoreo constante de desplazamientos en función al incremento de la cortante.

4.- Se realizan la aplicación de las rótulas plásticas en los elementos estructurales. Siguiendo los lineamientos de FEMA 356 o ASCE 41-13 y ASCE 41-17.

5.- Se obtiene el patrón de rótulas y la curva de capacidad en función al desplazamiento en el techo versus en el corte en la base.

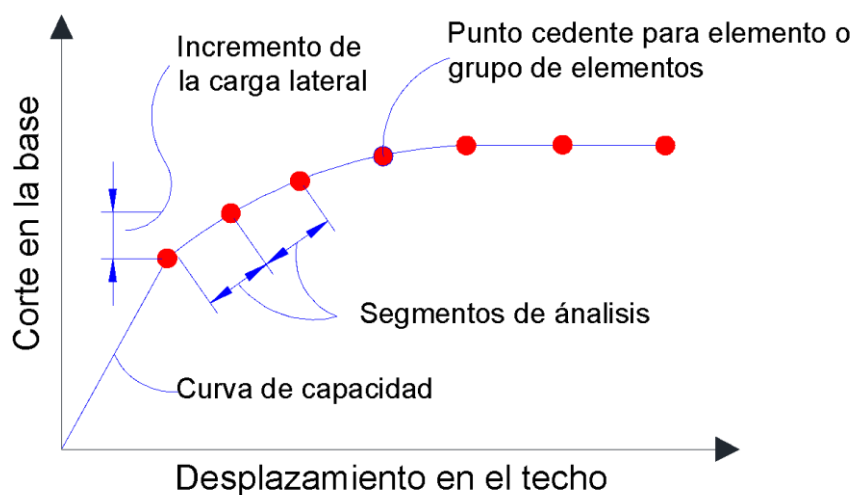


Figura N° 11: Representación de la curva de capacidad.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996).

2.3.7.4. Definición de rótulas plásticas por FEMA 356 y ASCE 41-13

Una rótula plástica es un dispositivo de disipación de energía que permite la rotación plástica de una sección del elemento manteniendo constante el momento plástico. La definición de las rótulas plásticas es necesaria en el modelo elástico de la estructura, es decir que es importante en el modelo no lineal. (Choque & Luque, 2019).

El concepto de la rótula plástica es un punto donde la sección del elemento ya sea viga o columna no son capaces de absorber el mayor momento a flexión producido por las solicitaciones externas producidas por el movimiento sísmico y solo empieza a rotar. (Orellana & Parra, 2017). De acuerdo a FEMA 356 (2000) Las vigas y columnas deben modelarse utilizando modelos de rótulas plásticas concentrado o modelos de rótulas plásticas distribuidos. Se permitirán otros modelos cuyo comportamiento se haya demostrado que represente el comportamiento de viga de concreto armado y componentes de columna sometidos a carga lateral. El modelo de viga y columna debe ser capaz de representar una respuesta no lineal a lo largo de la longitud del componente, excepto cuando se muestre por equilibrio que el rendimiento está restringido a los extremos del componente. Cuando se espera una respuesta inelástica en un modo que no sea la flexión, se debe establecer el modelo para representar estos efectos.

Se monitorea las rótulas plásticas asignadas a cada elemento estructural. Así mismo, se varió los pasos de carga para obtener información de la formación de rótulas, teniendo las primeras rótulas en Vigas. (Esteba, 2017)

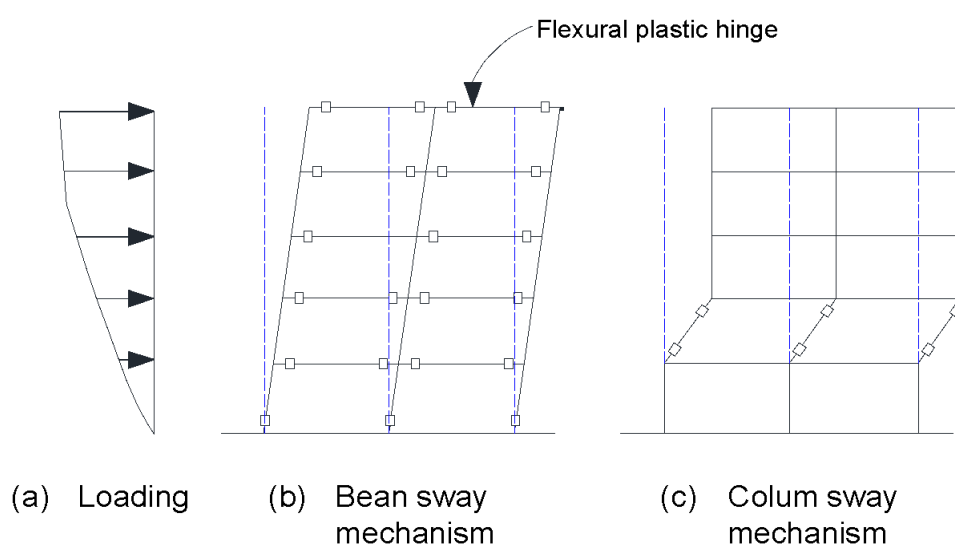


Figura N° 12: Mecanismo de rótulas Plásticas.

Fuente: ATC-40 (1996)

La capacidad de deformación a tal punto que llegue una fluencia uniforme de los elementos debe ser medidos a partir de las normativas, para cada tipo de componente, ya sean elementos sometidos a flexión (vigas) o elementos sometidos a flexo compresión columnas, y acción de éstos.

La tabla 2.17 define los parámetros para las rótulas plásticas para los elementos sometidos a flexión, es decir, las vigas, considerando condiciones de confinamiento y otras se van asignando los factores de las rotaciones plásticas de los parámetros de modelo expresados como A, B, y C.

La normativa que se presenta a continuación, es la FEMA – 356.

Tabla 17:

Parámetros de definición de las rótulas plásticas en vigas reforzado según FEMA 356.

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, Radians	Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, Radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by Flexure¹										
$\rho - \rho'$	Trans.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
ρ_{bal}	Reinf.2									
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.2	0.03	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.002	0.01	0.01	0.01	0.02
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.002	0.01	0.01	0.01	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.003	0.02	0.2	0.002	0	0	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.003	0.01	0.2	0.002	0	0	0.01	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.003	0.02	0.0	0.002	0	0	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.003	0.01	0.0	0.002	0	0	0.01	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam – column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03

Fuente: Adaptación de 6.7 FEMA 356

Tabla 18:

Definición de las rótulas plásticas para columnas reforzados según FEMA 356.

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, Radians	Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, Radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by Flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.2	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
			0.02				0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≤ 3	0	0.03	0.2	0.005	5	0	0	0
			0.01	0.02			0.01	0.01	0.01	0.02
≤ 0.1	C	≥ 6	6	4	0.2	0.005	2	6	6	4
			0.01	0.02			0.01	0.01	0.01	0.02
≥ 0.4	C	≤ 3	5	5	0.2	0.003	2	5	8	5
			0.01				0.01	0.01	0.01	0.02
≥ 0.4	C	≥ 6	2	0.02	0.2	0.003	0	2	3	0
			0.00	0.01			0.00	0.00	0.01	0.01
≤ 0.1	NC	≤ 3	6	5	0.2	0.005	5	6	0	5
			0.00	0.01			0.00	0.00	0.00	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 6	5	2	0.2	0.005	4	5	8	2
			0.00				0.00	0.00	0.00	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 3	3	0.01	0.2	0.002	2	3	6	0
			0.00	0.00		0.001	0.00	0.00	0.00	0.00
≥ 0.4	NC	≥ 6	2	8	0.2	5	2	2	5	8
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			-	-	-	-	-	-	0.00 3	0.00 4
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the span^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.00 5	0.00 5	0.01 0	0.02 0
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.00 5	0.01 0
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.01 5	0.03	0.2	0.01	0.01 0	0.01 5	0.02 0	0.03 0
All other cases			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

Fuente: Adaptación de 6.7 FEMA 356

Tabla 19:

Definición de las rótulas plásticas para vigas reforzados según ASCE 41-17.

Conditions	Modeling Parameters ^a				Acceptance Criteria ^a			
	Plastic Rotation Angle, (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
	Performance Level							
	a	b	c	IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by Flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.2	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2								
			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2								
			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2								
			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2								
			0.003	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2017)

La tabla 19 define los parámetros para las rótulas plásticas en las vigas considerando condiciones de confinamiento y otras se van asignando los factores de las rotaciones plásticas de los parámetros de modelo expresados como A, B, y C, y las rotaciones plásticas de criterios aceptables de los niveles de desempeño expresados en IO, LS, CP.

Tabla 20:

Definición de las rótulas plásticas para columnas reforzadas según ASCE 41-17.

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	Performance Level		
	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$	$0.15 a$ ≤ 0.005	$0.5 b^b$	$0.7 b^b$
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} + \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a^a \\ c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0 \end{array} \right.$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_t f_{ytE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	$0.5 b$	$0.7 b$
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

La tabla 20 define los parámetros para las rótulas plásticas en las columnas considerando condiciones de confinamiento y otras se van asignando los factores de las rotaciones plásticas de criterios aceptables de los niveles de desempeño expresados en IO, LS, CP.

2.3.7.5. Aplicación del método del espectro de capacidad (ATC-40 y FEMA 440)

2.3.7.5.1. Definición del método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad radica en determinar el punto de desempeño con la comparación del espectro de la demanda sísmica con el espectro de capacidad de la estructura, en la cual la capacidad y la demanda se equiparán, permitiendo así la estimación de la máxima respuesta de la estructura o edificación. La máxima respuesta de la edificación se utilizará en la comparación con el nivel de desempeño esperado.

Este método en un principio fue elaborado por el ATC-40 (1996) y luego fue mejorado por el documento FEMA 440 (2005). Lo cual se basa en una representación aproximada de las características no lineales de la estructura, definidas a través de la sustitución del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente utilizando como fundamento los procedimientos del análisis modal.

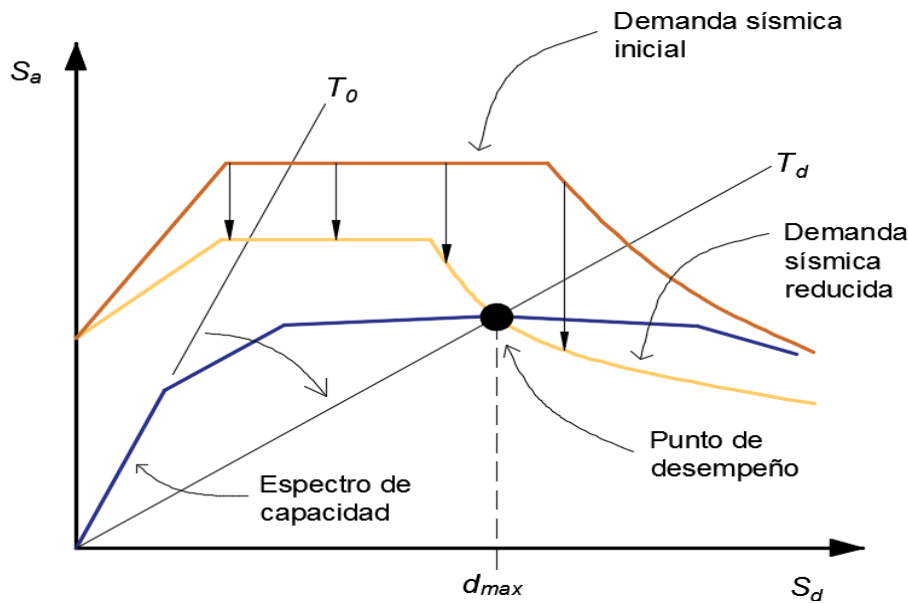


Figura N° 13: Representación gráfica del método del espectro de capacidad.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

A través del Análisis Estático No lineal de un modelo que represente la estructura se obtendrá la curva de capacidad, la cual se representa como el cortante basal (V), los cuales se obtiene para varios incrementos del estado contiguo, en relación al desplazamiento lateral en el último nivel de la estructura (D). esta gráfica consiste de curvas en una sucesión de fragmentos de rectas de pendiente negativo, está relacionado a la degradación progresiva de la rigidez lateral, la decencia en elementos en función a daños. (E. Navarro, 2014)

Es posible convertir la curva de capacidad a un formato ADRS, con el uso de las propiedades modales relacionado al modo fundamental (puede ser primero o segundo modo) de vibración, (espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento, debido a que el espectro se relaciona la gráfica en relación con los desplazamientos, S_a vs S_d), esto es denominado espectro de capacidad. (E. Navarro, 2014)

A continuación de muestra las figuras N° 14 y 15 se muestran la transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad en formato ADRS, así mismo la conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda

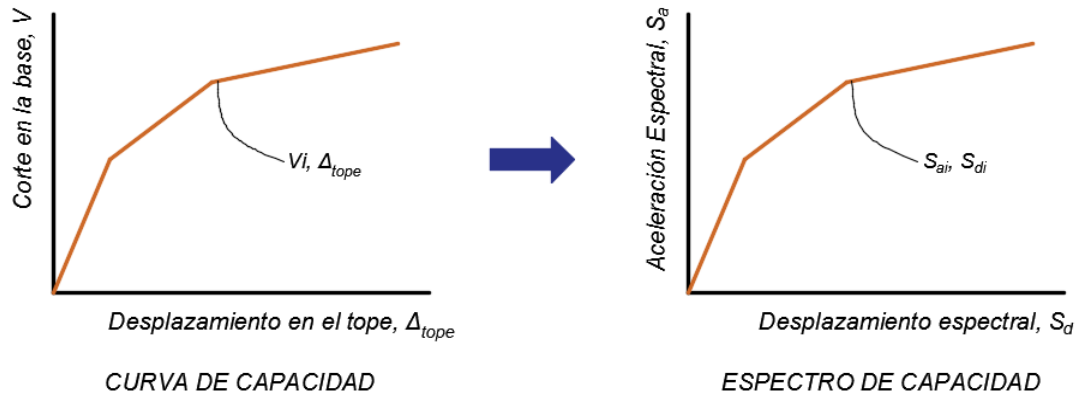


Figura N° 14: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

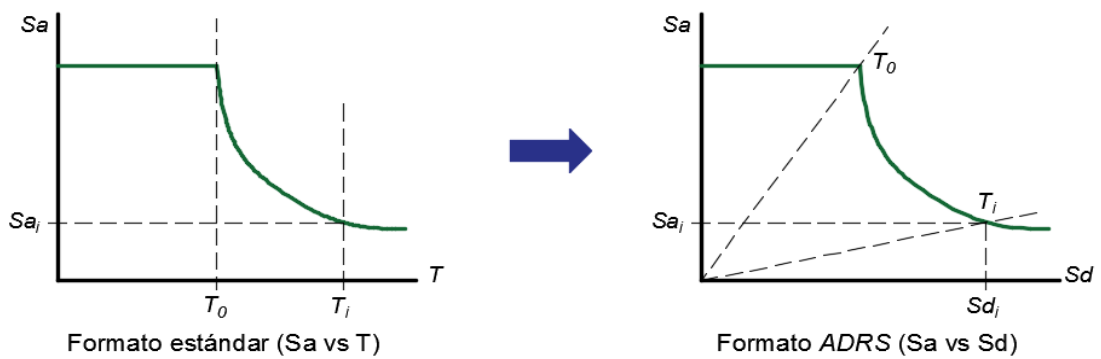


Figura N° 15: Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

2.3.7.6. Procedimiento para la obtención del punto de desempeño según ATC-40

a) Paso 1: Transformación de la curva de capacidad en el espectro de capacidad (ADRS) :

En la gráfica 9 se muestra una imagen del proceso de transformación de la curva de capacidad en espectro de capacidad ADRS (Espectro de capacidad Aceleración-desplazamiento), consiste en cálculo de factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa modal α_1 , de pues de ello se realiza la conversión punto a punto de la coordenada del desplazamiento espectral y aceleración. S_d y S_a .

En las ecuaciones 2.16 al 2.19 se muestran las fórmulas para la conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

Aceleración espectral

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (2.15)$$

Desplazamiento espectral

$$S_d = \frac{\Delta_{tope}}{FP_1 \phi_{tope1}} \quad (2.16)$$

Factor de participación sísmica del modo 1.

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (2.17)$$

Coefficiente de masa del modo 1

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / 2 \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.18)$$

Donde:

W_i/g : masa asignada al nivel i.

Φ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i.

N: nivel N, correspondiente al más alto de la estructura.

W: Peso propio de la estructura, con un porcentaje de la carga variable.

Δ_{tope} : desplazamiento en el tope, obtenido de la curva de capacidad (para valor de corte basal)

b) Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda: el espectro de respuesta debe ser convertido en formato ADRS. Como se representa en la (Figura N° 15), Los valores de espectro de respuesta expresado en S_{ai} , T_i deber convertirse en S_{ai} , S_{di} , es decir que encontrar S_{ai} , a partir de T_i para cada punto de la coordenada.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (2.19)$$

Donde:

S_{di} : Desplazamiento espectral para cada valor de período T_i y aceleración espectral S_{ai} .

c) Construcción de la representación del espectro de capacidad: En la estimación del amortiguamiento efectivo y la reducción adecuada de la demanda espectral, es necesario una representación bilineal del espectro de capacidad. Para esto se van definir los puntos a_{pi} , d_{pi} , denominado con el nombre del punto de desempeño tentativo, lo cual es necesario para elaborar un espectro de demanda reducido. Este espectro se interseca con la curva de capacidad en un punto estimado.

Al construir la curva bilineal, se dibujarán hacia arriba una línea, con pendiente igual a la rigidez inicial de estructura, del origen, luego otra línea para atrás desde el tentativo punto

desempeño a_{pi} , d_{pi} , de tal modo que cuando se intercepte con la primera línea de un punto denominado a_y , d_y , y las áreas A_1 y A_2 sean iguales. Como se muestra la (Figura N° 16) siguiente lo cuales fueron tomado de ATC-40 (1996)

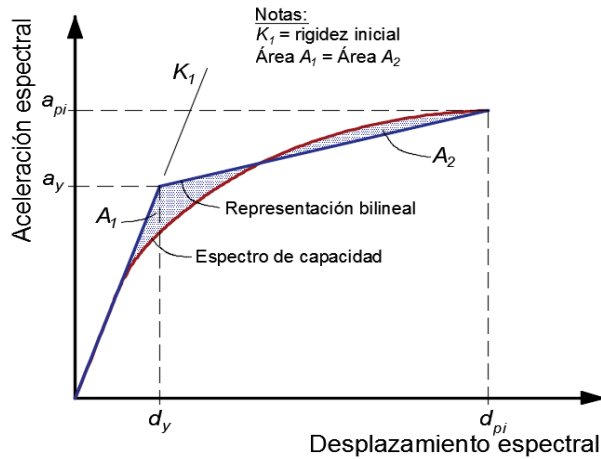


Figura N° 16: Representación bilineal del espectro de capacidad.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

d. **Reducción de la demanda por efectos no lineales:** El amortiguamiento ocurrido al incursionar en un rango inelástico debido a la agitación del terreno, se puede ver como una composición de amortiguamiento viscoso inseparable a la estructura, más el amortiguamiento histerético que está relacionado al área dentro de la influencia de histéresis establecido cuando la fuerza sísmica se gráfica frente el desplazamiento de la estructura.

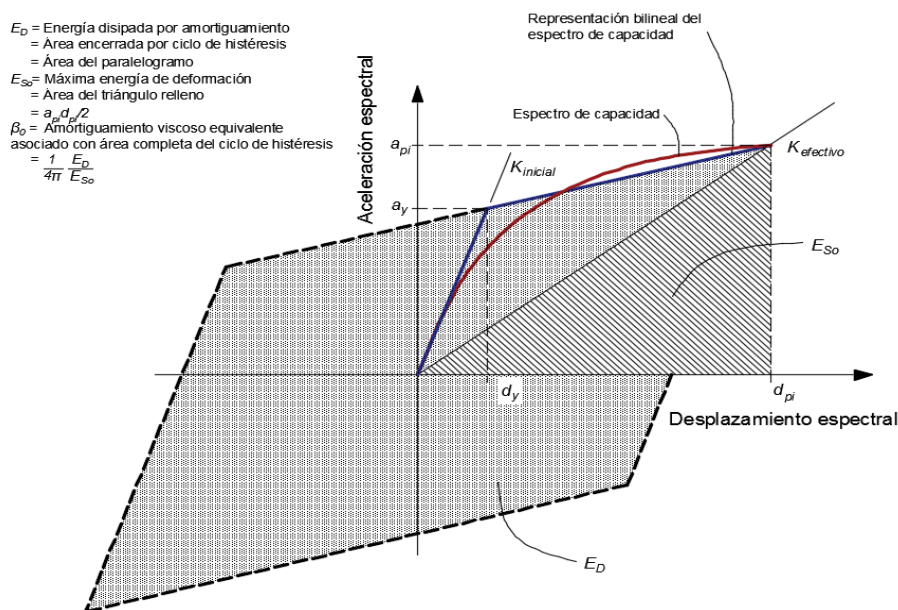


Figura N° 17: Representación de reducción de la demanda por efectos no lineales.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

Las ecuaciones determinadas por ATC-40 (1996), para encontrar el valor del amortiguamiento equivalente, β_{eq} , lo cual está relacionado a un máximo desplazamiento d_{pi} , se determina con la ecuación 2.13

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.20)$$

Donde:

β_{eq} : Amortiguamiento viscoso equivalente

β_0 : Amortiguamiento histérico.

0.05: 5% de amortiguamiento viscoso inherente en una estructura.

Par encontrar el amortiguamiento histérico de determina en la ecuación 2.14

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} \quad (2.21)$$

Donde:

E_D : Energía disipada por amortiguamiento.

E_{so} : Máxima energía de deformación

La energía disipada se puede calcular con la (ecuación 2.15):

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (2.22)$$

La ecuación del valor de máxima energía de deformación es:

$$E_{so} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (2.23)$$

Reemplazando los valores en términos de porcentaje de amortiguamiento crítico se obtiene.

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.24)$$

Luego, el amortiguamiento viscoso equivalente estará expresado de la siguiente manera.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.25)$$

Para encontrar el valor de amortiguamiento efectivo con la siguiente expresión

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.26)$$

Los valores de k se muestran en la (Tabla 21)

Tabla 21:

Valores para el factor k de modificación de amortiguamiento.

Tipo de Comportamiento de estructuras	$\beta_0(\%)$	κ
Tipo A	≤ 16.25 >16.25	$1.13 - \frac{1.0 - 0.51(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25 >25	$0.845 - \frac{0.67 - 0.446(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0.33

Fuente: ATC – 40 1996

Finalmente llegamos al factor de reducción espectral con los valores de amortiguamiento efectivo, en la reducción del espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 5 %.

Los valores de los factores de reducción SR_A y SR_B , se presentan a continuación

Tabla 22:

Valores mínimos permisibles para los factores de reducción espectral SR_A y SR_B .

Tipo de estructura	SR_A	SR_v
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: ATC – 40 1996

- e. **Desarrollo del espectro de demanda:** Los valores en ambas direcciones en el espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento se deben multiplicarse con factores de reducción SR_A y SR_B , definidos en el paso anterior, con el fin de obtener el espectro de demanda reducido.

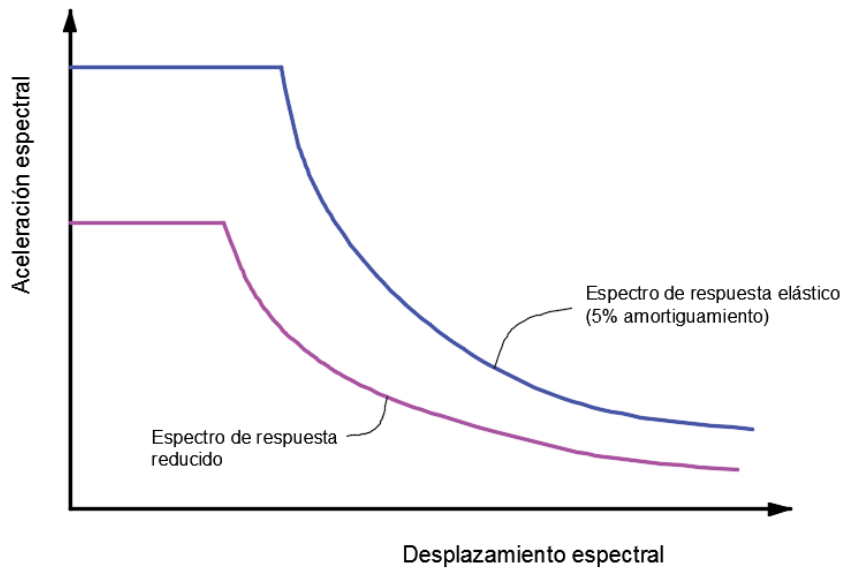


Figura N° 18: Espectro de respuesta reducido.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

En la Figura N° 19 se muestra la familia de espectros tradicionales y en formato ADRS para diferentes porcentajes de amortiguamientos

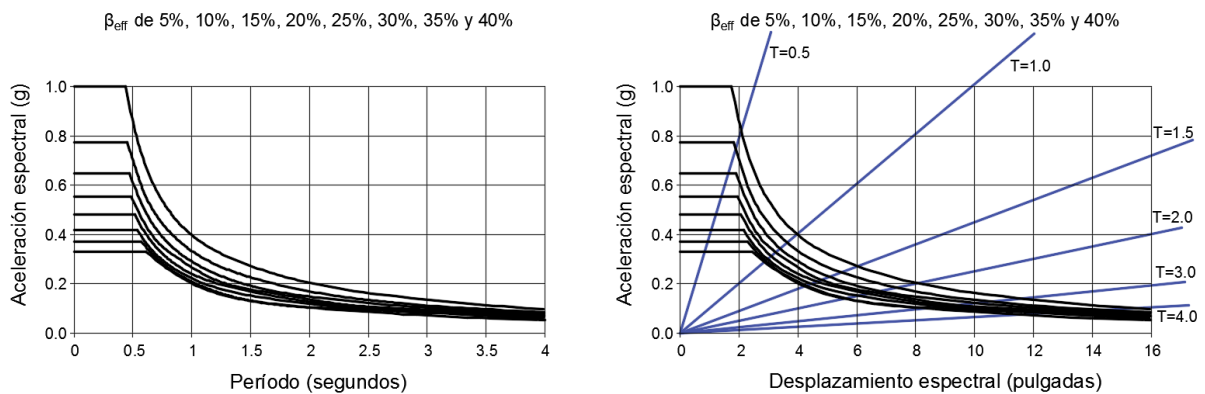


Figura N° 19: Familia de espectros de demanda, en formato tradicional y formato ADRS.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

f) Intersección de espectro de capacidad con el espectro de demanda: Para la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, requiere un proceso iterativo repetitivo en lo que se inicia la comparación del espectro de capacidad con el espectro de demanda con 5% de amortiguamiento, que se va ajustando sucesivamente los factores de reducción como se describe en ATC-40 (1996). El punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda se encuentra en el rango del 5% respecto al punto de desempeño tentativo es cuando está a $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{di}$, entonces dicho punto pasa a ser el punto de desempeño.

El punto de desempeño es la representación máxima del desplazamiento estructural esperado para la demanda sísmica.

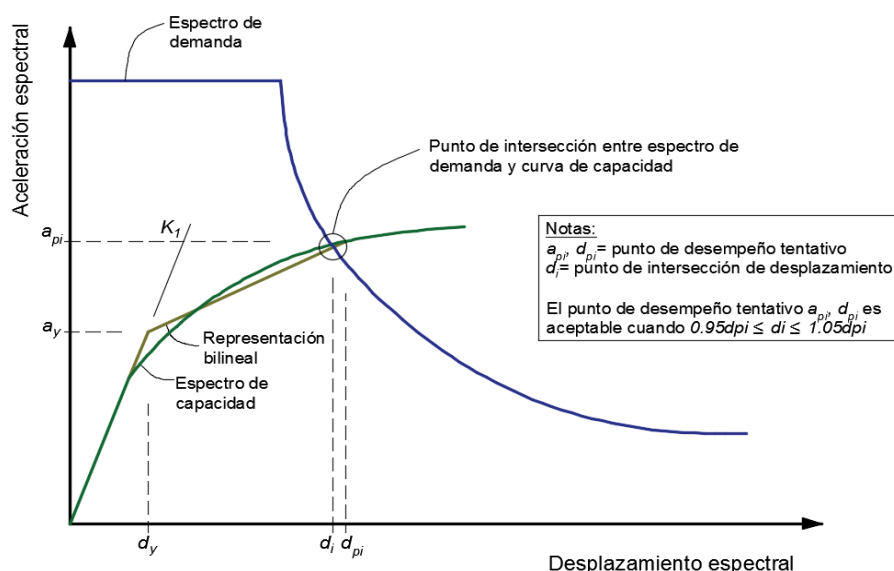


Figura N° 20: Punto de desempeño entre los espectros de capacidad y de demanda.

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

2.3.7.7. Verificación de desempeño (ATC-40 (1996))

Cuando se ha definido el punto de desempeño los resultados encontrados para compararse con los límites que establece en el objetivo de desempeño con la que se pretende verificar. Para ello se deben seguir los siguientes pasos.

- No debe ser degradado en más de 20% el sistema resistente a las cargas laterales de su resistencia máxima.
- Se debe verificar que las derivas de entrepiso estén dentro de los límites de deriva total los cuales son elásticas más inelásticas que ATC-40 establecen, esto con respecto al nivel de desempeño correspondiente a la estructura. Los cuales se aparecen.

Tabla 23:

Límites de deformación para criterios de aceptabilidad en la respuesta global de la estructura.

Derivas límite de Entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Máxima Deriva total	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_t}{P_t}$
Máxima Deriva Inelástico	0.005	0.005-0.015	sin límite	sin límite

Fuente: ATC-40 (1996)

El comité Vission 2000 también establece derivas permisibles y permanentes para cada nivel de desempeño de la estructura

Tabla 24:

Límites de deformación para criterios de aceptabilidad en la respuesta global de la estructura.

Deriva	Nivel de Desempeño				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Permisible	< 0.002	<0.005	<0.015	<0.025	>0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	0.005	0.025	>0.025

Fuente: SEAOC Comité Vission 2000 (1995)

2.3.7.8. Mejoras para el procedimiento propuesto por FEMA 440

En el documento FEMA 440 (2005) se presenta la modificación del método del espectro de capacidad del ATC-40 (1996), dicho documento también se denomina Linealización Equivalente Mejorada, presenta con el fin de determinar la máxima respuesta de desplazamiento del sistema no lineal a través de un sistema “equivalente” lineal. Usando un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Y un periodo efectivo T_{eff} . Estos dos parámetros estarán en función de las tipologías de la curva de capacidad, el periodo inicial, el amortiguamiento y la demanda de ductilidad μ del sistema.

La metodología es similar. Incorpora un procedimiento de modificación del espectro de demanda resultantes para que armonice con el método de ATC-40 (1996), lo cual intersectan con la curva de capacidad, definiendo el punto de desempeño de la estructura.

Esta solución se realiza a través del proceso de iteración o también gráficamente. Siendo la ductilidad la finalidad del análisis.

Amortiguamiento efectivo

Los parámetros del amortiguamiento viscoso efectivo, representado con un porcentaje de amortiguamiento crítico, para los modelos histeréticos. Los tipos y valores α tienen la siguiente forma:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.27)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.28)$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.29)$$

Donde:

μ : ductilidad

Los valores equivalentes de los coeficientes en las ecuaciones para la amortiguación efectiva de los osciladores modelo se tabulan en la (Tabla 6-1 FEMA 440). Estas son funciones de las características de la curva de capacidad del oscilador en términos de tipo histérico básico y rigidez post-elástica, α . (FEMA 440, 2005).

Tabla 25:

Coefficientes a utilizar en ecuaciones para amortiguamiento efectivo.

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
<i>Model</i>	α (%)	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

El documento FEMA 440 establece las (ecuaciones 2.33, 2.34 y 2.35) en caso de que existan dudas en la aplicación de los valores constantes.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.30)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.31)$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.32)$$

Periodo efectivo

El cálculo del período efectivo para los modelos histéricos y valores de α , se realizan a través de las siguientes ecuaciones

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = \left[G(\mu-1)^2 + H(\mu-1)^3 + 1 \right] T_0 \quad (2.33)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = \left[I + J(\mu-1) + 1 \right] T_0 \quad (2.34)$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)-1}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.35)$$

Así mismo se presenta la tabla 6-2 de FEMA 440 para el cálculo de las constantes de la fórmula tabulados.

Tabla 26:

Coefficientes a utilizar en ecuaciones para período efectivo.

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

Los coeficientes de α y los valores constantes están sujetos a las mismas condiciones que para el amortiguamiento efectivo. Si no se está seguro de los valores a usar, el documento también presenta las siguientes ecuaciones.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = \left[0.20(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1 \right] T_0 \quad (2.36)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = \left[0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1 \right] T_0 \quad (2.37)$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1) - 1}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.38)$$

Es prudente aclarar que las expresiones anteriores solo se aplican para $T_0=0.2$ a 2 seg.

T_0 : Periodo inicial de vibración del sistema no lineal.

El espectro de respuesta (aceleración-desplazamiento) modificado (MADRS)

El Método de espectro de capacidad convencional (ATC-40) utiliza el período lineal efectivo como el período secante para establecer el desplazamiento máximo (punto de desempeño). Este supuesto da como resultado el desplazamiento máximo que se produce en el cruce de la curva de espectro capacidad para la estructura y una curva de espectro de demanda para la amortiguación efectiva en formato ADRS. Esta característica se sustenta en dos lógicas. Primero, le provee al ingeniero un instrumento de visualización al abastecer una comparación gráfica directa de la capacidad y la demanda. En segundo lugar, existen metodologías de solución muy efectivos para la linealización equivalente que se fundan en una curva de demanda ADRS modificada (MADRS) los cuales se intersecta la capacidad Curva al máximo desplazamiento. (FEMA 440, 2005)

Con el uso de las ecuaciones de periodo efectivo y amortiguamiento efectivo, se determinan el desplazamiento máximo que debe coincidir con la intersección de una línea radial de periodo efectivo en demanda. Que en la gráfica se muestra

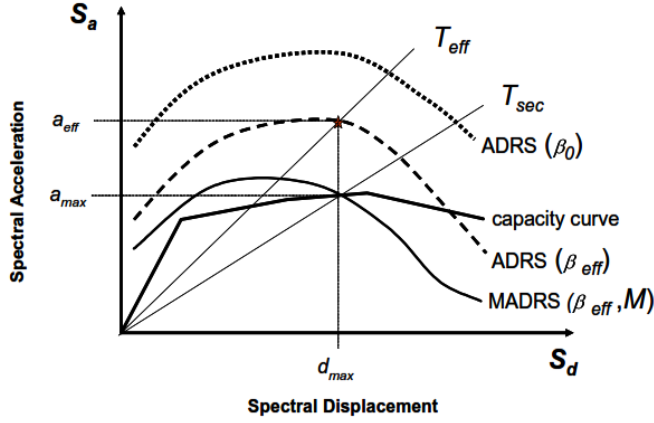


Figura N° 21: Espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento, para relacionar con el período secante, T_{sec} .

Fuente: FEMA 440 (2005)

Realizando la multiplicación de las coordenadas de la demanda con amortiguamiento efectivo β_{eff} con el factor de modificación M (ADRS), se obtendrá la curva de demanda modificada (MADRS), que intersecta la curva de capacidad en el punto de desempeño.

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad (2.39)$$

En vista de que las aceleraciones están estrechamente relacionadas con los periodos, el factor M se puede expresar.

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 \quad (2.40)$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (2.41)$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} \quad (2.42)$$

Reducción Espectral para Amortiguamiento Efectivo

Para ajustar el espectro de respuesta al nivel apropiado de amortiguamiento efectivo β_{eff} , para los procedimientos de linealización equivalente se necesitará el uso de factores de reducción espectral.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (2.43)$$

Donde:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (en\%)} \quad (2.44)$$

Procedimiento de solución

En el documento FEMA 440 expone tres maneras de hallar el punto de desempeño, los cuales en sus primeros pasos son iguales:

1. Escoger un espectro característico de movimiento del terreno del sitio, con amortiguamiento igual a 5% inicial
2. Transformar el espectro elegido a formato ADRS, además considerando los efectos de la interacción suelo-estructura cuando corresponda, que será la demanda inicial.
3. Transformar la curva de capacidad para la estructura a ser analizada a formato ADRS.

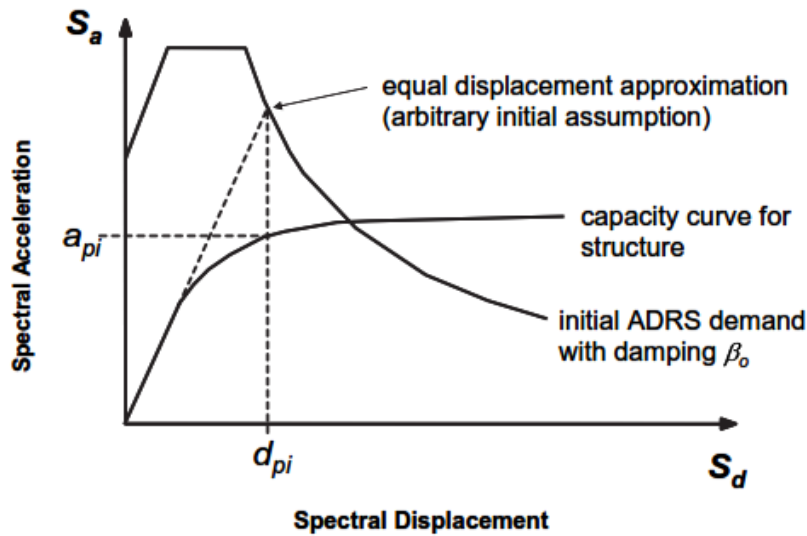


Figura N° 22: Espectros iniciales de demanda y capacidad, en formato ADRS.

Fuente: FEMA 440 (2005)

4. Escoger un punto de desempeño inicial con máximas (aceleraciones a_{pi} y desplazamiento d_{pi})
5. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad de conformidad con las técnicas del documento ATC-40, donde se determinan el periodo inicial T_0 , desplazamiento cedente d_y , y aceleración cedente a_y como se muestra en la gráfica.

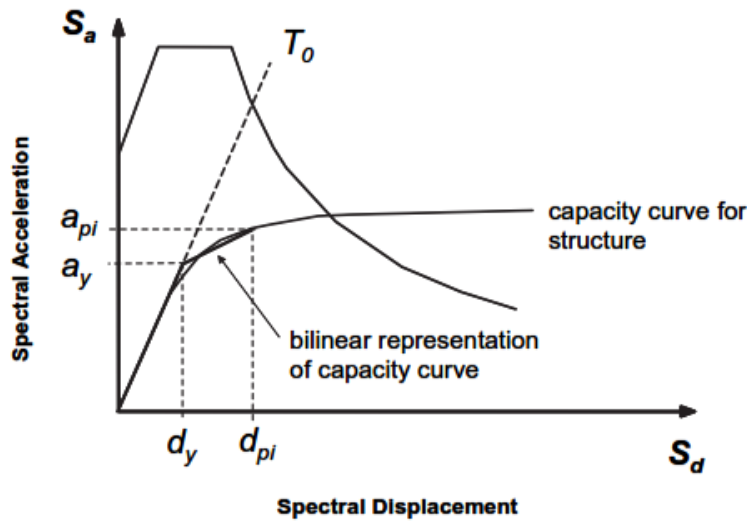


Figura N° 23: Representación bilineal del espectro de capacidad.

Fuente: FEMA 440 (2005)

6. Para representar la bilinealidad, se deben calcular los de la rigidez α (ecuación 2.48) y ductilidad.

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (2.45)$$

7. Usando los valores anteriores calcular los valores de periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} .

- **Iteración directa**

A8. adaptar la demanda original en formato ADRS, usando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .

A9. Encontrar el desplazamiento máximo estimado d_i y la aceleración a_i intersectando el periodo efectivo radial T_{eff} con la demanda para β_{eff} .

A10. Comprobar si el valor estimado del desplazamiento d_i se encuentra dentro del valor tolerable (+/-5%) al desplazamiento inicial d_{pi} , si este valor es tolerado será el punto de desempeño. Si no se volverán a asumir los valores de aceleraciones a_{pi} y desplazamiento d_{pi} e iterar repetidas veces hasta encontrar el punto de desempeño.

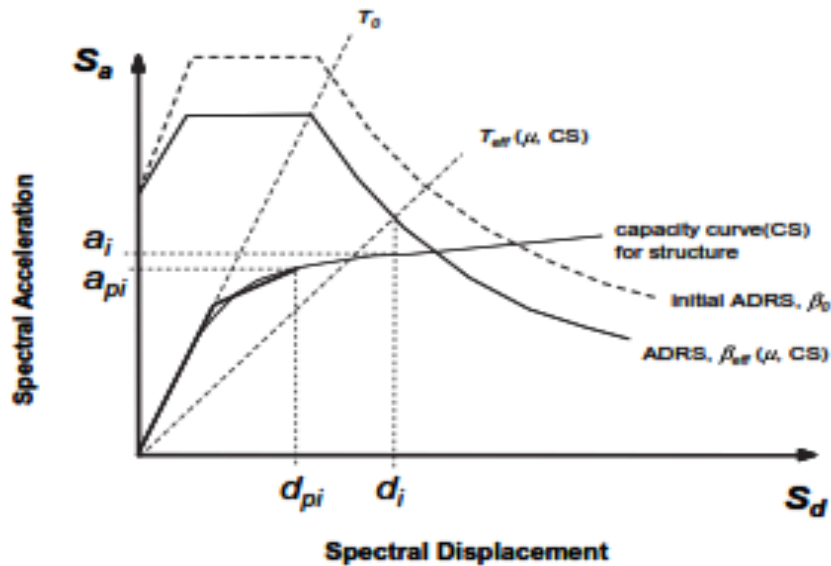


Figura N° 24: Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la iteración directa.

Fuente: FEMA 440 (2005)

- **Intersección con demanda MADRS**

- B8. Adaptar la demanda original en formato ADRS, usando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .
- B9. los valores de aceleración de la demanda se deben Amplificar multiplicando con β_{eff} . Por el factor de modificación M, encontrado con T_{eff} , sin modificar los de desplazamiento de la demanda.
- B10. Encontrar la estimación de la máxima aceleración a_i y desplazamiento d_i , a través de la intersección del espectro de demanda MADRS con la curva de capacidad.
- B11. Igualar en valor estimado d_i con el valor de desplazamiento d_{pi} . Lo cual debe estar dentro del margen tolerable del 5% para que sea el valor del punto de desempeño. Si no es así se deberá volver a asumir los valores de (d_{pi} y a_{pi}), y repetir los pasos para encontrar el punto de desempeño.

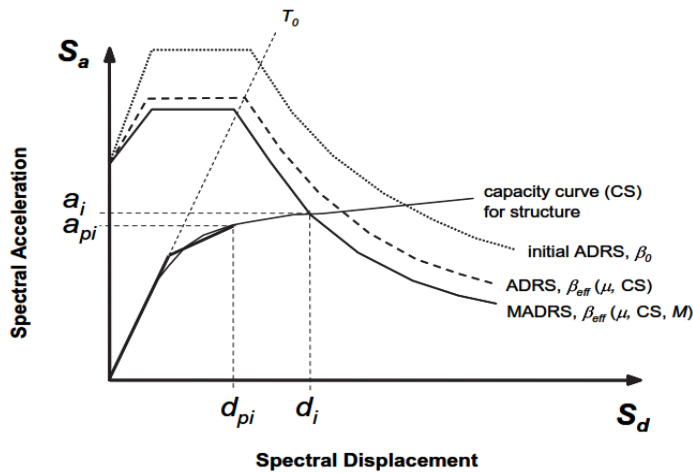


Figura N° 25: Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro de capacidad con MADRS.

Fuente: FEMA 440 (2005)

- **Búsqueda de posible punto de desempeño**

C8. Usando el β_{eff} (amortiguamiento efectivo), ajustar la demanda inicial en formato ADRS.

C9. Para crear el espectro de respuesta modificada Aceleración-desplazamiento MADRS, se debe multiplicar los valores de aceleración de la demanda (con β_{eff} , amortiguamiento efectivo) por el factor de modificación M, así encontrar el T_{eff} .

C10. A través de la intersección del periodo secante T_{sec} con la demanda MADRS, se debe generar un posible punto de desempeño.

C11. aumentar o reducir el punto de desempeño inicial asumido, para la generación posibles puntos en serie.

C 12. El real punto de desempeño será el que cruce el espectro de capacidad.

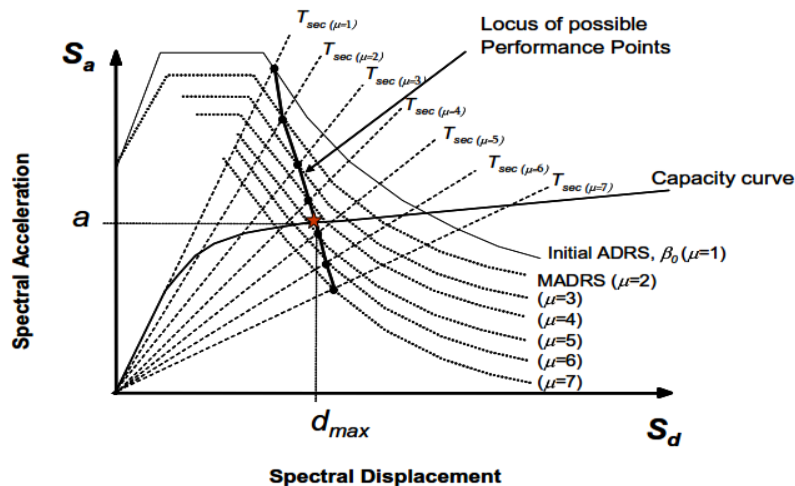


Figura N° 26: Lugar de posibles puntos de desempeño solución C.

Fuente: FEMA 440 (2005)

Curva de capacidad idealizada para análisis estático no lineal

La metodología mejorada que propone FEMA 440 para la generación de la gráfica bilineal de la curva de capacidad.

La relación entre el cortante basal y desplazamiento de nodo control puede suplirse con una relación idealizada, esto con el propósito de encontrar la rigidez lateral efectiva. K_e , la resistencia cedente efectiva V_y , y la rigidez efectiva positiva o negativa relacionado a α_1 y α_2 .

El primer segmento lineal inicia en el origen de la coordenada. El fin del segundo fragmento será en el menor valor entre el punto de máximo desplazamiento antes del colapso o simplemente el máximo valor de corte basal V_s .

La definición de la rigidez lateral efectiva K_e , la resistencia efectiva cedente V_y y la rigidez post-cedencia efectiva $\alpha_1 K_e$, se da a través de la intersección de los dos segmentos descritos anteriormente. La inclinación del primer segmento debe ser de tal manera que el punto de inicio con el punto $0.6V_y$, las áreas de dentro de cada segmento debe equipararse.

Para la exhibición de la rigidez post-elástica $\alpha_2 K_e$ que es negativa se puede generar un tercer segmento iniciando en el punto de corte basal máximo y el punto de corte basal $0.6V_y$.

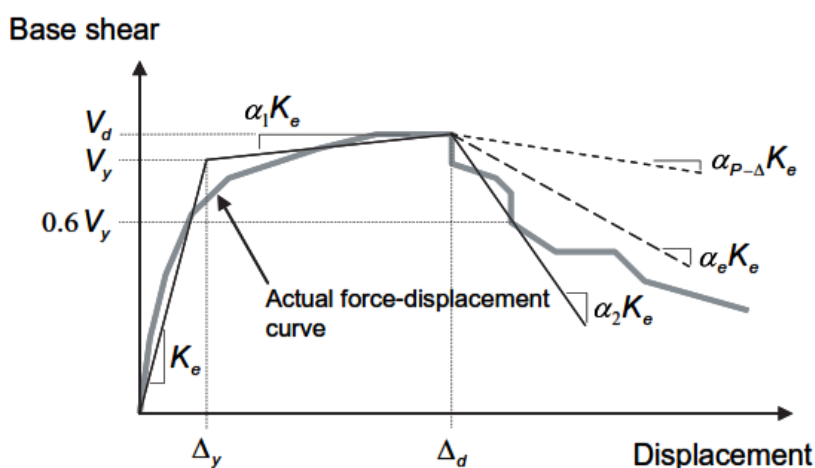


Figura N° 27: Curva fuerza-desplazamiento idealizada para análisis estático no lineal.

Fuente: FEMA 440 (2005)

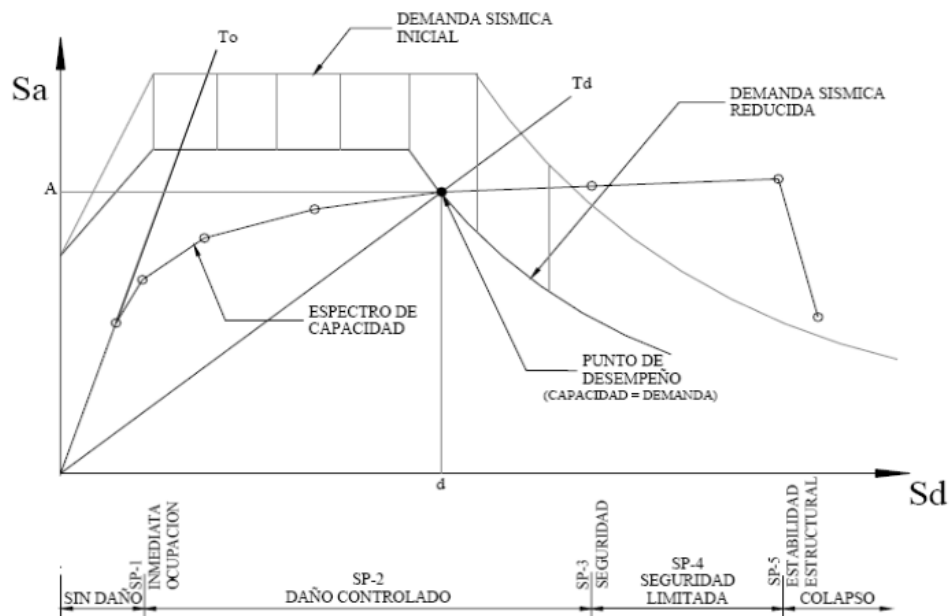


Figura N° 28: Espectro de Capacidad-Demanda.

Fuente: ATC – 40 1996

2.4. Idealización de albañilería en análisis estático no lineal

2.4.1. Bielas diagonales para representar para modelar albañilería

Aragón (2015) Indica que, sometidos a fuerzas laterales relativamente pequeñas, el pórtico relleno con tabiquería tiene un comportamiento como una unidad integral. De acuerdo a que se incrementa la carga lateral, se puede ver que el tabique se separa del pórtico que lo confina, a excepción en las esquinas diagonalmente opuestas al sentido de la fuerza. Como se muestra en la gráfica 26

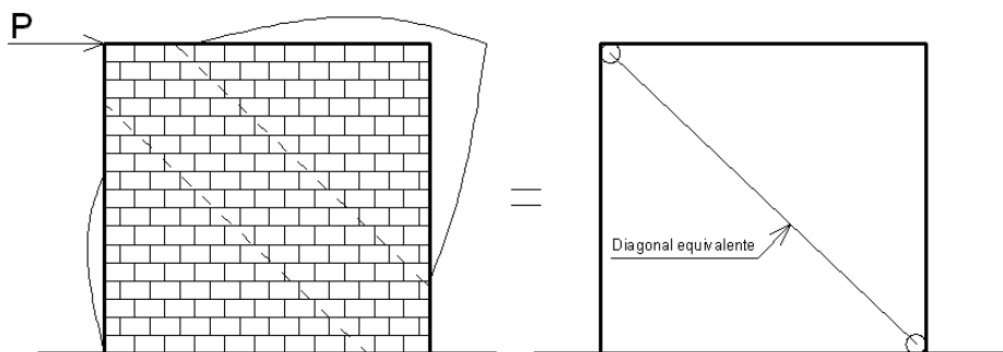


Figura N° 29: Modelo del tabique en forma de puntal diagonal.

Fuente: Aragón (2015)

Al ver dicho comportamiento en los muros de confinamiento es que se dispuso la idealización de puntal diagonal equivalente “W” en compresión, debido a que la falla se

producirá en áreas de las columnas de esquinas opuestas como se muestra en la Figura N° 30 la interacción de muro diafragma y elementos circundantes que lo confinan.

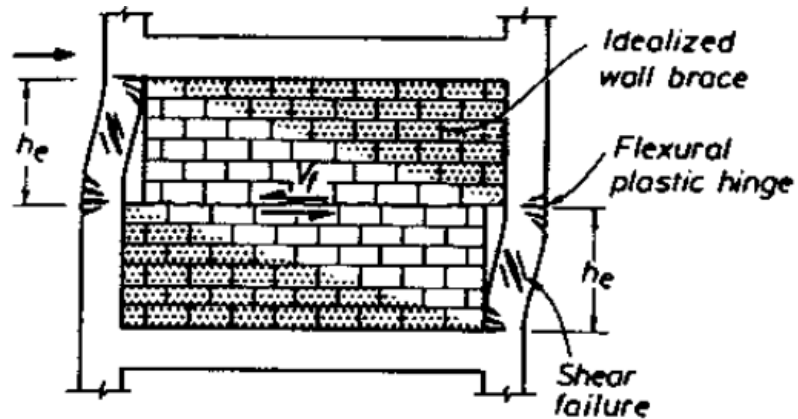


Figura N° 30: Mecanismo de fallas muro de albañilería y columnas de concreto.

Las propiedades del puntal diagonal equivalente serán las de albañilería, con el módulo de elasticidad, y el espesor. Para encontrar el W o al ancho de la biela diagonal hay muchas propuestas.

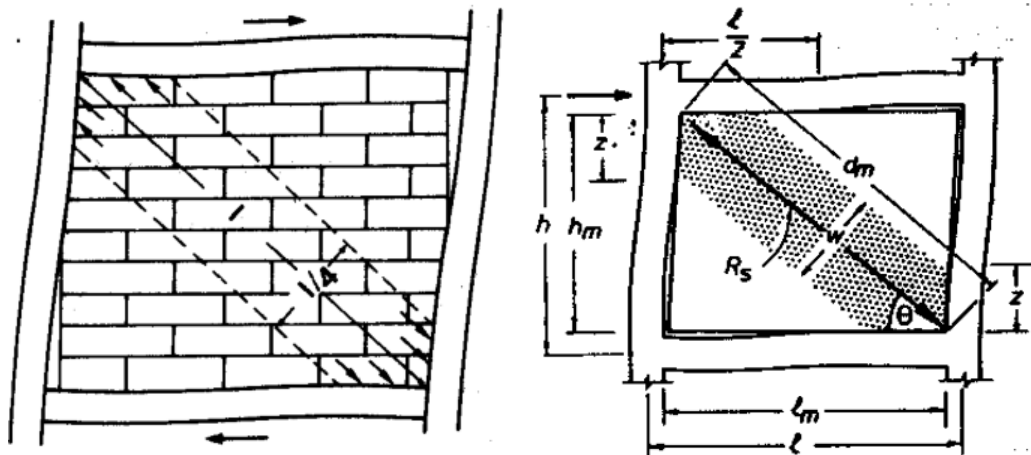


Figura N° 31: Definición de las secciones de la diagonal puntal.

Según Bazan & Meli (1985) para definir el valor de W debe usarse la ecuación 2.47. con lo cual se estará trabajando en el presente trabajo.

$$W = 0.25d_m \quad (2.46)$$

Donde:

W : Ancho de la diagonal equivalente

d_m : Dimensión de la diagonal equivalente

Finalmente, después de la definición de las secciones y propiedades del puntal diagonal. Se procederá a integrar a los pórticos donde se encuentran muros de albañilería confinada en la estructura existentes.

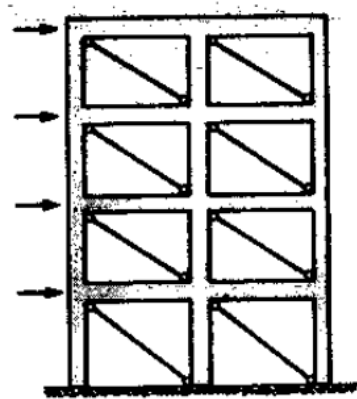


Figura N° 32: Representación de los muros de albañilería en un pórtico.

2.4.2. Determinación de daños en la Albañilería

Una de las soluciones para establecer la demanda máxima de distorsiones en muros de unidad de albañilería que de acuerdo al análisis estático no lineal corresponderá a desplazamiento de la azotea de interés, asimismo el estado de daños que se muestra a continuación (Busso & Jorge, 2015)

2.5. Definición de términos

a) Capacidad

La capacidad de la estructura dependerá de la resistencia, así como de la ductilidad de los elementos de manera individual de la estructura. El proceso de análisis estático no lineal “Pushover” se usa en orden de determinar la capacidad en el rango inelástico, este procedimiento usa una sucesión de análisis elásticos sucesivo súper atribuidos para atinar un diagrama de capacidad fuerza – desplazamiento de la estructura. (A. Hernandez, 2010)

b) Demanda (Desplazamiento)

La agitación del suelo durante un sismo que produce un patrón complejo de traslaciones en la estructura que varía con el tiempo. Siendo una determinada estructura y una agitación del suelo, la solicitud de desplazamiento es un considerado de la máxima respuesta deseable de la edificación durante el movimiento del sueño. (Hernández, 2010)

c) Desempeño

Una vez se ha determinado los desplazamientos de demanda y la curva de capacidad, se puede identificar el punto de desempeño en la estructura. (Hernández, 2010)

d) Ingeniería Estructural

En términos simples, la ingeniería estructural consiste en etapas tanto del análisis como de un sistema estructural. Los objetivos técnicos del procedimiento del Análisis, se refiere a encontrar los valores de fuerzas y desplazamientos de una estructura dada. (Laible, 2000).

e) Diseño Estructural

Se refiere al arte de usar materiales que en realidad no se conocen para formar estructuras que en realidad son inciertas, de manera que soporten las cargas que en realidad no se pueden cuantificar, todo esto en forma tal que los usuarios no se den cuenta de nuestra ingenuidad. (Meli, 2000)

f) Carga Muerta

Son cargas de permanentes en una sola Posición. Esto admite el peso de la estructura contemplada, así también como otros accesorios que quede permanente unido a la estructura. (Nelson & McCormac, 2007)

g) Cargas Vivas

Son cargas que pueden mudar de intensidad y posición. Esto admite las cargas de los ocupantes, los materiales movibles almacenados, las grúas (maquinarias) elevadas de servicio, las cargas de construcción y las cargas para operar equipos. (Nelson & McCormac, 2007)

h) Espectro de respuesta

El espectro de respuesta es la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de 1 gdl que tienen el mismo amortiguamiento, subyugados a una serie de aceleraciones obtenidas. (Aguilar, 2008)

i) Resistencia

la estructura debe ser lo suficientemente resistente a las cargas de gravedad y laterales para las cuales fueron concebidos. (Gómez, 2016)

j) Rigidez lateral

Los muros estructurales son los elementos que aportan rigidez lateral que son también llamados placas, los cuales se distribuyen en la estructura asimétrica de manera que puedan resistir a las fuerzas laterales importantes como las fuerzas sísmicas sin obtener deformaciones. (Carmona & Rosas, 2015)

k) Diafragma rígido

Las losas de entrepiso deben ser rígidas en su plano, de manera que se puedan transferir las fuerzas de inercia en los elementos resistentes, tales como, vigas adyacentes, columnas y muros de concreto. (Gómez, 2016)

l) Ondas Sísmicas

son oscilaciones de la superficie terrestre, que se libera la energía que, en el sitio al producirse el terremoto, son esencialmente de dos tipos: oscilaciones internas y oscilaciones superficiales. (Heráiz, 1997)

m) Ductilidad

Se denomina ductilidad a la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin producirse fallas. Así que, un material es dúctil si tiene la capacidad de deformarse de forma permanente y notable en el rango inelástico antes de presentar fallas. Tanto la disipación de energía como la capacidad de absorción de energía de un material penden de la ductilidad. (Bozzo & Barbat, 2004)

n) Intensidad sísmica

Se comprende por intensidad sísmica en un punto la fuerza con que en él se perciben los efectos del terremoto. Posiblemente sea el parámetro de tamaño de mayor inclinación en Ingeniería y se consigue estimando cualitativamente los daños producidos por el movimiento sísmico. Su utilización se originó con las labores de Forel en Italia, Suiza y Rossi, respectivamente, en la última etapa del S. XIX. Desde aquel tiempo se han investigado varias escalas que estimen los efectos de las intensidades sísmicas de una forma regurosamente cualitativa. (Heráiz, 1997)

o) Capacidad Estructural

La capacidad de una estructural será dependiente de la resistencia y de deformación máxima de sus componentes estructurales individuales. Para la determinación de las capacidades que vayan más allá de sus límites elásticos, será necesario realizar un análisis de tipo no lineal, (como por ejemplo la técnica de push-over) en este procedimiento se utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, que se computa para aproximarse al diagrama de curva de capacidad. Esta curva se relaciona la cortante basal (V) y los desplazamientos (D) en el entrepiso superior de la estructura. (Busso & Jorge, 2015).

Capítulo III

Materiales y métodos

3.1. Diseño y tipo de investigación

“la atribución de la técnica es la objetividad y la replicación. Una buena técnica siempre incluye una suficiente información que para otros investigadores puedan replicar el estudio, en esta etapa el proceso de investigación implica comunicar y diseñar con exactitud los métodos y procedimientos que usaran en tu tesis” (Vara, 2012) si también Hernández (2014) indica que es un “estrategia que se desarrolla para conseguir la información que se demanda en una indagación y responder al planteamiento”.

3.1.1. Enfoque de la investigación.

La evaluación del comportamiento estructural de la edificación (el nivel desempeño estructural) frente a los diferentes niveles de demanda sísmica definidos en la normativa por tanto el enfoque a la que se orienta la presente investigación es de enfoque cuantitativo y cualitativo, ya que se persigue categorizar el resultado en los niveles el desempeño, para Hernández, (2014) El Enfoque cualitativo Usa la recaudación y análisis de los datos para ajustar las preguntas de investigación o descubrir nuevas preguntas en el transcurso de interpretación. Además para (Borja, 2012) “Este tipo de investigación su fin reside en “recomponer” una realidad, tal y como la perciben los actores de un sistema social previamente determinado”.

3.1.2. El tipo de investigación.

El estudio a realizar es de tipo no experimental transversal ya que se pretende explicar el resultado en nivel de desempeño frente a la intensidad del sismo y se obtendrán resultados distintos para cada nivel de demanda sísmica.

3.1.3. Alcance o nivel de la investigación

El nivel del estudio es descriptivo puro porque se realizarán la evaluación de la variable principal sometido a diferentes intensidades de las demandas sísmicas es decir se pretende evaluar el comportamiento del sistema estructural frente al sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo del objeto en estudio, (Hernández, 2014) indica que el “propósito es conocer la relación o grado de asociación que coexiste entre dos o más conocimientos, variables o categorías en un espécimen o contexto en particular”.

El diseño que la investigación será lo siguiente:



3.2. Formulación de hipótesis

“En la investigación cuantitativa habitualmente se estila exponer una hipótesis general y luego hipótesis específicas, en virtud del enunciado de hipótesis como punto de inicio”. (Ñaupas, Valdivia, Palacios, & Romero, 2018) pág. 251. mientras que “en la mayoría de las investigaciones cualitativas no se demuestran hipótesis, sino que se forman en el transcurso y se afinan conforme se alcanzan más datos; son una consecuencia de la investigación”. Hernández, (2014)

3.2.1. Hipótesis general

El desempeño estructural sísmico después de realizar el análisis estático no lineal Pushover, con el factor coeficiente de reducción sísmica $R=1$, la respuesta de la estructura se espera que se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, teniendo una buena capacidad frente a la demanda sísmica máxima, por lo que posee un comportamiento dúctil.

3.2.2. Hipótesis específicas.

- Se logra determinar el espectro de capacidad de la estructura lo cual es muy bueno.
- Se logra determinar el espectro de demanda.
- La ductilidad de la estructura encontrada es alta.
- Los niveles de desempeño se encuentran en inmediata ocupación para los tres niveles de desempeño

3.3. Identificación de las variables

3.3.1. Variable dependiente

Y : Desempeño estructural

3.3.2. Variables independientes

X_1 : Capacidad estructural del edificio de concreto armado

X_2 : Demanda sísmica

3.4. Operación de variables

3.4.1. Variable dependiente

Tabla 27:

Definición de variables dependientes.

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Desempeño estructural	Evaluación de la demanda versus la capacidad de la estructura en términos de	Demanda sísmica	Nivel de amenaza sísmica elegido, espectro de demanda sísmica que es el espectro estándar de transformado en formato ADRS (<i>Acceleration-Displacement Response Spectrum</i>) ATC-40.
	niveles de desempeños establecidos con Abreviaciones SP (Estructural Performance)	Capacidad estructural Punto de desempeño	Es la relación de cortante basal vs desplazamiento en el tope (curva de capacidad) expresado en términos de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (espectro de capacidad). ATC-40 Punto de intersección después de la comparación de espectro de capacidad con el espectro de demanda, en términos de desplazamiento máximo.

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Variable independiente

Tabla 28:

Definición de variables independientes.

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Capacidad Estructural del Edificación de concreto armado	Edificación diseñada bajo la norma de diseño sismorresistente E – 030 - 2016	Cortante basal	Fuerza cortante inducida por la aceleración del suelo, se usará como unidad la tonelada (Tn)
		Derivas de entrepiso	Es el cociente de desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos y su altura de entrepiso (m/m)
		Factores de escalamiento	Son los factores de amplificación del cortante del sismo dinámico si no llega por lo menos al 80% del cortante estático.
		Periodo de vibración de estructura	Valores que se comparan entre las estructuras diseñadas, se usará como unidad la aceleración (seg)
		Participación de masa	Valores que se comparan entre las estructuras diseñadas, se usará como unidad la aceleración (%)

Fuente: elaboración propia

Tabla 29:

Definición de variables independientes.

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Demanda sísmica	La intensidad del sismo aplicado en estructura. (espectro de demanda sísmica)	Tipo de suelo “S”	Es la clasificación del tipo del suelo definido en el estudio del suelo enmarcado en E-030-2018
		factor de importancia “U”	Es el tipo de uso que se va a dar a la edificación. clasificado en E-030- 2018
		Factor de zona “Z”	Clasificación de la zona sísmica del objeto de estudio definido en E-030- 2018
		Factor de Reducción sísmica	Clasificaron de acuerdo al sistema estructural (para el estudio es R=1)
		Intensidad sísmica	Factor de escalamiento sísmico a partir del sismo de diseño (para sismo de servicio = 0.50 para sismo de diseño =1.00 y para el sismo máximo =1.30)

Fuente: elaboración propia

3.5. Localización del estudio

La presente investigación se realizó utilizando como modelo de edificio la reciente infraestructura del colegio Emblemático Coronel Ladislao Espinar – Espinar Cusco ubicado en la Av. San Martín, Barrio Unidad Vecinal, ciudad de Espinar, departamento Cusco.

UBICACIÓN:

Lugar: Barrio Unidad Vecinal

Distrito: Espinar

Provincia: Espinar

Departamento: Cusco

COORDENADAS

ESTE: 241010.87 m

NORTE: 8363572.05 m

ALTURA: 3904 m.s.n.m.



Figura N° 33: Ubicación del lugar de la investigación.

Fuente: Elaboración propia

3.6. Objeto de estudio

El objetivo del estudio está conformado por el edificio de concreto armado de 3 niveles conformado por pórticos en dirección X-X y muros de albañilería confinada dirección Y-Y, los cuales son aulas de la educación secundaria del colegio nacional emblemático Ladislao Espinar, de la ciudad de Espinar del departamento de Cusco.

3.7. Metodología de investigación

la metodología de la investigación a seguir será el empleo del análisis estático no lineal (Pushover) con la herramienta del análisis computacional de Sap 2000 v 21. aplicando los procedimientos establecidos de la normativa ATC - 40 y FEMA - 440.

3.7.1. Plan de recolección de datos

3.7.1.1. Técnicas de recolección de datos

- a) Observación Directa: la observación directa, individualizada utilizando como herramienta los programas computacionales tal es el caso de La solución integrada para el análisis estructural y el diseño (SAP2000 v 21).
- b) Recopilación de información existente: La información principal necesaria para la elaboración de la investigación es el expediente técnico de la construcción de la institución educativa Ladislao Espinar, específicamente del bloque en estudio de la edificación, al cual se tiene acceso: dicho documento nos brindará información valiosa sobre la configuración geométrica de la estructura, las especificaciones técnicas, las características de los materiales empleados, planos de la edificación y otras informaciones necesarios para el desarrollo de la investigación.
- c) Ensayos de laboratorio: con el fin de obtener información de los parámetros de resistencia del concreto, se acudió a un laboratorio de concreto.
- d) Análisis documental: con el objeto de ampliar conocimientos se realizó la selección de las fuentes de información respecto al tema.

3.7.1.2. Procedimiento de investigación

- 1. Revisión y recolección de datos del expediente técnico de construcción.
- 2. Recopilación de información relacionada al tema de Análisis estático no Lineal Pushover de estructuras.
- 3. Elaboración del modelamiento con la herramienta computacional.
- 4. Determinación de los parámetros influyentes en el comportamiento no lineal.
- 5. Aplicación de la metodología del procedimiento del análisis Estático no lineal (Pushover) de la estructura bajo los parámetros de la normativa ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-17.
- 6. Evaluación del desempeño estructural sísmico de la edificación.

3.7.2. Materiales y herramientas

3.7.2.1. Materiales

Los materiales empleados en la investigación se mencionan a continuación:

- Reglamento nacional de edificaciones (*E.030, E.020, E.060, E.070*)
- Código ASCE/SEI 41 – 13 ASCE/SEI 41 – 17 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*)
- Código FEMA – 356, FEMA – 440. (*Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*)
- Código ATC -40 (*Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings*)
- Libros de análisis estático no lineal (Pushover).
- Libros de concreto armado.
- Tesis relacionada con el tema análisis estático no lineal y diseño por desempeño estructural sísmico.
- Cursos de especialización, diplomados y otros (material Audiovisual).
- Materiales de escritorio.

3.7.2.2. Herramienta

Los equipos utilizados se mencionan a continuación.

- Computadora portátil con el programa: solución integrada para el análisis estructural y el diseño (SAP2000 v 21 Educacional).

3.7.3. Normativa utilizada

- Reglamento nacional de edificaciones

Se ha utilizado la norma de concreto armado E.060, la norma de cargas E.020, la norma E.030 diseño sismorresistente.

- Código ASCE/SEI 41-13, 41-17 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*)

Con la normativa de evaluación y reforzamiento de estructuras existentes, de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles años 2013 y 2017, se evaluaron los parámetros de la ductilidad de los elementos estructurales, asignación de las rótulas plásticas.

- Código FEMA – 356, FEMA – 440. (*Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*)

- La norma de la Agencia Federal Para el Manejo de Emergencias de los años 2000 y 2005 se aplicó en la definición de los parámetros para el desarrollo de los procesos de análisis estático no lineal, a través del método de espectro de capacidad.

- Código ATC -40 (*Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings*)

La normativa del Consejo de tecnología Aplicada del año 1996, al igual que el código FEMA se utilizó para apoyo en la definición de los parámetros de análisis estático no lineal.

3.8. Procedimiento para el desarrollo de la investigación

3.8.1. Información general

Ubicación	: Espinar - Cusco.
Uso	: Aulas
Forma geométrica	: Rectangular
N° de pisos	: 3
Altura del primer piso	: 3.25 m
Altura de piso típico	: 3.15 m
Altura de tímpano	: 1.87 m

3.8.2. Características de los materiales

Concreto Armado

Para conocer la resistencia a la compresión del concreto, se ha tomado los servicios de Laboratorio de Suelos y Concreto ITM GLOBAL Ingeniería y Servicios, el cual realizó el ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido, esclerómetro, bajo la normativa de NTP 339.181/ASTM C 805, los cuales han arrojado los siguientes resultados.

Tabla 30:

Tabla de los resultados de la Prueba de esclerómetro.

N° de Prueba	Elemento	F ^{sc} (kg/cm ²)	N° de Prueba	Elemento	F ^{sc} (kg/cm ²)
P -01	Columna C-1	419.10	P -06	Viga V-101	242.69
P -02	Columna C-5	250.34	P -07	Viga V-103	259.52
P -03	Columna C-2	197.32	P -08	Viga V-102	220.77
P -04	Columna C-3	354.86	P -09	Viga V-303	380.56
P -05	Columna C-4	387.60	P -10	Viga V-302	250.14

Fuente: Informe de laboratorio de suelos y concreto



Figura N° 34: Imagen de la estructura en estudio.

Fuente: Elaboración propia

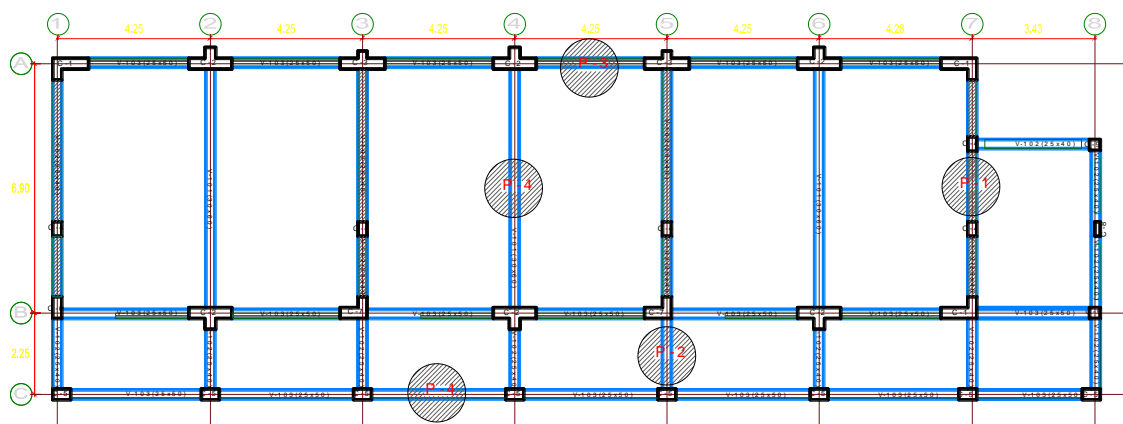


Figura N° 35: Ubicación de la prueba de rebote para las Vigas.

Fuente: Elaboración propia

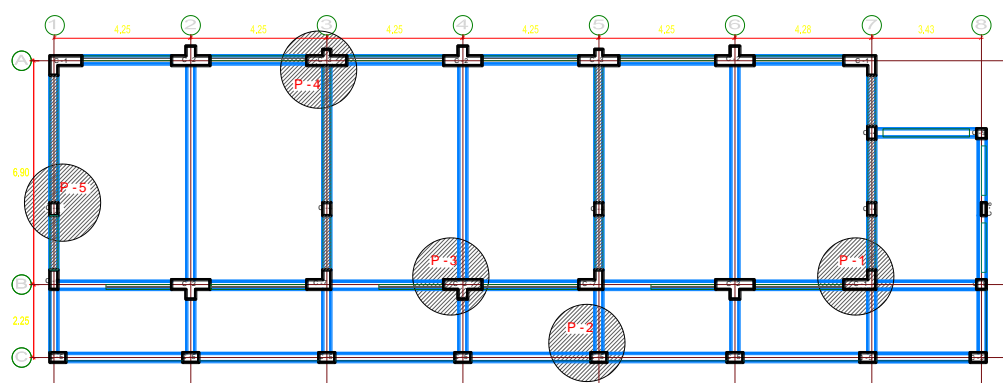


Figura N° 36: Ubicación de la prueba de rebote para las Columnas.

Fuente: Elaboración propia

Resistencia a la compresión de concreto: Columnas 419.10Kg/cm², 250.34Kg/cm², 197.32Kg/cm², 354.86 Kg/cm², 387.60 Kg/cm², Vigas 242.69 Kg/cm², 259.52Kg/cm², 220.77 Kg/cm², 380.56 Kg/cm², 250.14 Kg/cm².

Peso específico del concreto	:2400 Kg/m ³
Módulo de elasticidad del concreto	: 15000 (F'c) ^{1/2} Kg/cm ²
Módulo de poisson del concreto	:0.20
Resistencia a fluencia de acero	: 4200 Kg/cm ²
Peso específico de acero	:7850 Kg/m ³
Módulo de elasticidad de acero	: 2,100,000 Kg/cm ²

Parámetros del suelo en la ciudad de Espinar

De acuerdo al informe Geotécnico del laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales Automatizado (UNITEST - UNIVERSAL TESTING, 2016 pg. 9) indica que “ la provincia de espinar se encuentra geográficamente en una zona de sismicidad media , según el reglamento Nacional de Edificaciones, con fines de diseño estructural se considera en forma general los siguientes parámetros sísmicos de diseño para suelo para la ciudad de Espinar”

Tabla 31:

Parámetros Sísmicos de diseño para Suelo de la ciudad de Espinar.

Parámetros	Magnitud	Descripción
Zona	3	Mapa de Zonificación Sísmica
Factor de Zona	0.35g	E-030 RNE
Perfil de Suelo	Tipo S2	Suelos finos, Blandos. E<20m
Parámetros del Suelo	Tp= 0.60seg. S=1.2	Periodo predominante Factor de amplificación del Suelo

Fuente: Unitest-Universal Testing-2016

3.8.3. Configuración de arquitectónico

La configuración arquitectónica de la edificación se presenta en la figura 3.2. Distribución en planta típica del bloque del nivel secundaria de la institución educativa en estudio.

En la figura N° 33 se presenta el plano en planta del primer, segundo y tercer nivel, el sentido longitudinal son los ejes A, B y C. (ejes en dirección X-X), los ejes 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8 se encuentran en el sentido transversal (ejes en dirección Y-Y).

Las aulas que se muestran en distribución en planta tienen un área aproximada de 56.66 m² por salón, los cuales están destinados para un total de 40 estudiantes por aula. Además, se presenta un pasadizo a lo largo de la longitud de cada nivel de la edificación, el ancho del pasadizo es de 2.00m. estos pasadizos tienen la función de dar acceso para que los estudiantes puedan llegar a sus salones de clases.

También se presenta escalera de concreto para acceder al segundo y tercer nivel de la edificación, la escalera en mención tiene un ancho de 1.6m, 0.15m de garganta, en dos tramos por nivel. En la figura N° 33 se muestran los planos de distribución en planta de los niveles primero, segundo y tercero respectivamente.

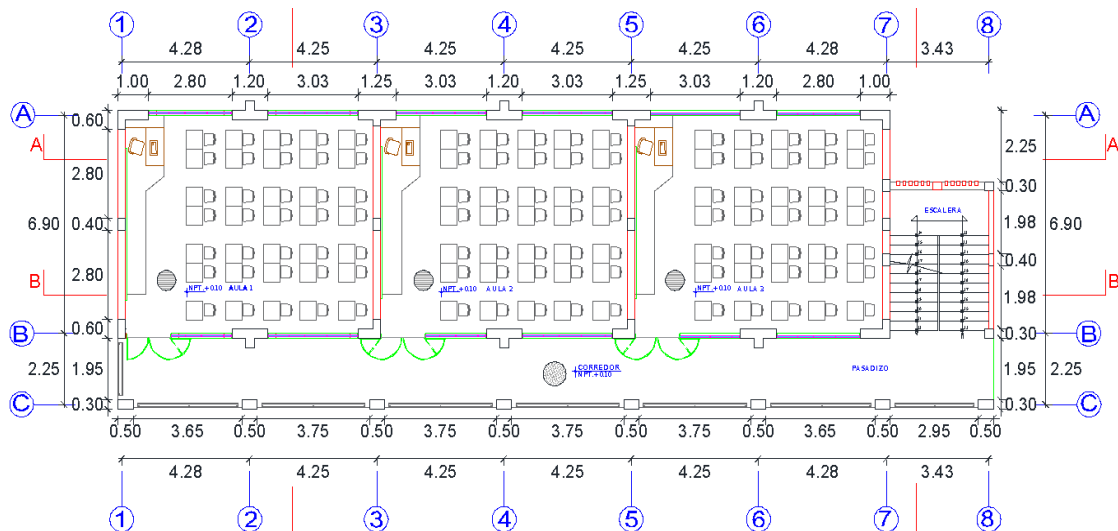


Figura N° 37: Distribución en planta del primer, segundo y tercer nivel.

Fuente: Elaboración propia

3.8.4. Características estructurales

La estructura la cual es objeto de investigación es un sistema estructural aporticado de concreto armado en el sentido longitudinal, y un sistema estructural mixta: aporticado de concreto armado en los ejes 2, 4, 6 y 8 albañilería confinado con espesor 25 cm en los ejes 1, 3, 5 y 7 esto en el sentido transversal. Dicha edificación fue construida en el año 2017.

El diseño estructural de dicha edificación se ha hecho bajo la normativa de diseño Sismorresistente NTE. E-030, del año 2016. Los elementos estructurales que se mencionan a continuación están en las figuras N° 34, 35, y 36. los cuales se aprecia los siguientes elementos estructurales: columnas C-1 y C-7 (columnas L), C-2 y C-3 (columnas T), C-4, C-5, C-6, C-8 y C-9 (columnas rectangulares), Vigas V-101, V-201 (con sección con 30x60 cm) V-102, V-202, V-302 (con sección de 25x40 cm), V-103, V-203, V-303 (con las secciones de 25x50 cm), V-106, V-206, V-306 (con secciones 40x20 cm), V-307 (con una sección variable 25x40 con que termina en punta en la parte superior adecuándose con la cúspide), la escalera de escalera de concreto armado con un ancho de 1.60 m, el paso de 27 cm, contrapaso de 15 cm, la garganta de 15 cm.

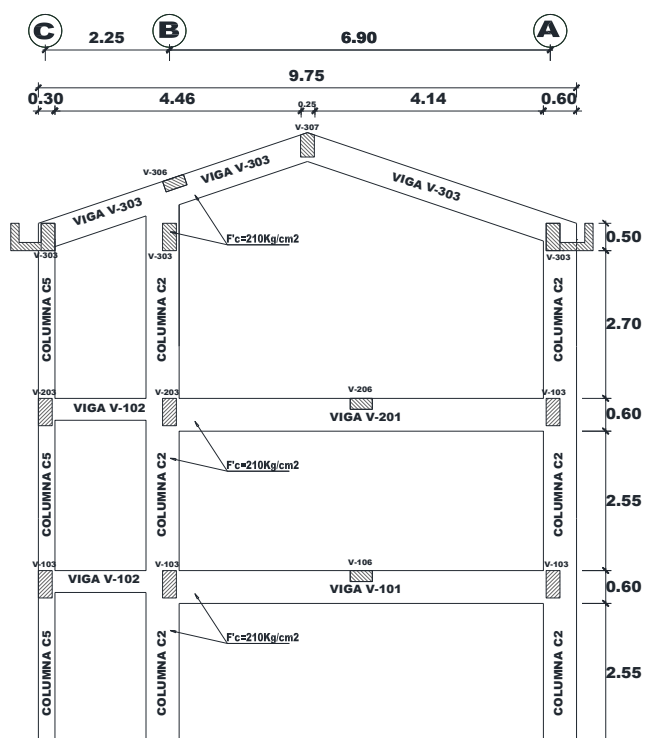


Figura N° 41: Pórticos en elevación de los ejes 2,4 y 6.

Fuente: Elaboración propia

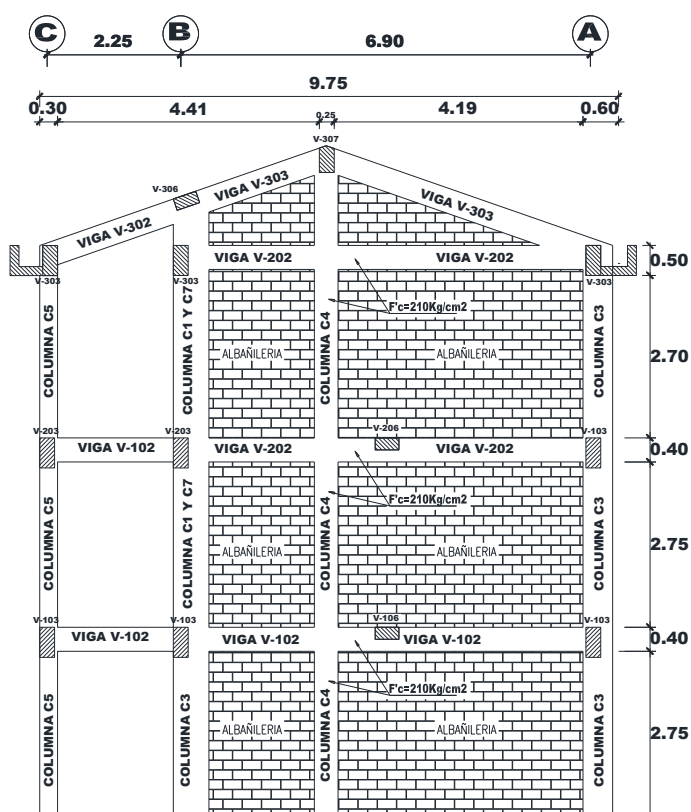


Figura N° 42: Pórticos en elevación de los ejes 1,3 y 5.

Fuente: Elaboración propia

En el expediente técnico de la infraestructura también se pueden apreciar los detalles de los refuerzos de acero de cada elemento estructural, por lo cual se procedieron a la evaluación y determinación de la ductilidad de cada tipo de elementos estructurales.

3.8.5. Análisis estructural

A partir de la información disponible, los planos de arquitectura, planos estructurales, las especificaciones técnicas de los materiales empleados, se han realizado el análisis estático no lineal (AENL). A continuación, se presenta el procedimiento realizado.

3.8.5.1. Idealización de la estructura

Con la revisión de los planos se ha construido la idealización del modelo, que se presenta en la figura N° 39 se muestra la idealización de la estructura. en el programa SAP2000 v21

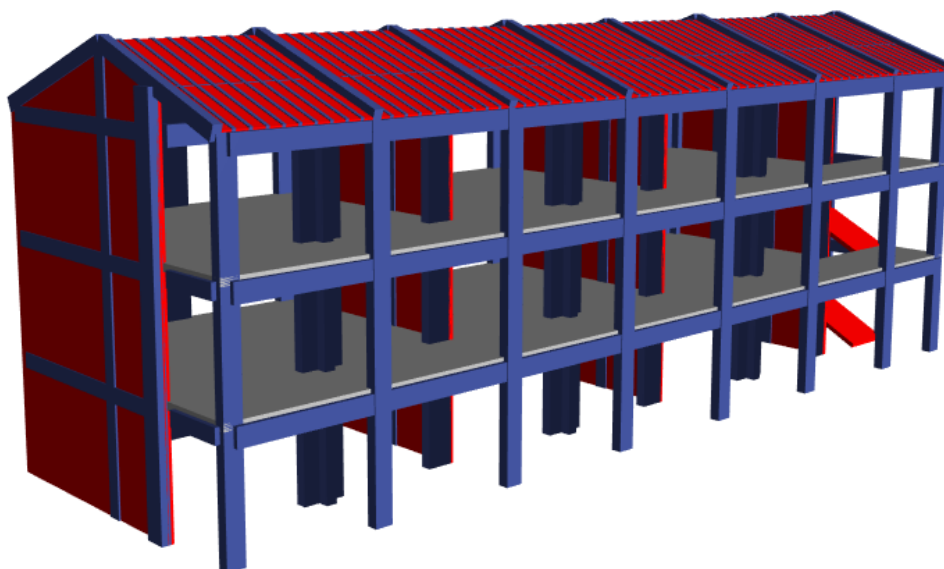


Figura N° 43: Idealización de la estructura.

Fuente: Elaboración propia

3.8.6. Cargas:

Las consideraciones de aplicación de las cargas se han realizado bajo los lineamientos de la normativa E.020 del reglamento nacional de edificaciones. Los pesos que se han considerado en los metrados de cargas muertas son la que son provenientes de muros de tabiquería, canaletas de concreto armado, muretes de concreto y otros elementos.

Tabla 32:

Metrado de cargas de los materiales.

Materiales	Peso Kgf/m3)
Unidades de arcilla cocida sólidas	1800
Concreto Armado	2400
Mortero de cemento	2000

Fuente: Adaptación de E.020

Las cargas de los elementos de concreto armado, vigas, columnas, escaleras y losas aligerados no se consideraron en el metrado de cargas porque el programa de análisis computacional (SAP200 V21) los considera automáticamente.

Tabla 33:

Carga muerta superficial.

Tipo de cargas	Peso Kgf/m ³
Piso terminado	100 kgf/m2
Losa aligerado 20 cm	300 kgf/m2

Fuente: adaptación de E.020

De la manera que se han realizado los metrados para las cargas muertas, se han identificado las cargas vivas o sobrecargas. En la tabla 34 se muestran las cargas que se han considerado.

Tabla 34:

Cargas vivas superficiales.

Ocupación o uso	Cargas vivas
Aulas piso típico	250 Kg/m2
Corredores y escaleras	400 Kg/m2
Sobrecargas de techo	100 Kg/m2

(Reglamento Nacional de Edificaciones, 2012, p. 307)

Las cargas sísmicas se han considerado bajo la normativa de diseño sismorresistente E.030 de la normativa peruana vigente. En la tabla 35 se aprecia el resumen de los parámetros de diseño sismorresistente para la obtención del espectro de Pseudo aceleraciones.

Tabla 35:

Parámetros de diseño sismorresistente.

Resumen de parámetros de diseño		
Factor de zona	Z =	0.35
Factor de suelo	S =	1.15
Periodo del suelo	Tp =	0.60
Periodo de inicio "c"	Tl =	2.00
Factor de uso	U =	1.50
Coefficiente de reducción	R =	7.00

Fuente: Elaboración propia

$$S_a = ZUCS / R$$

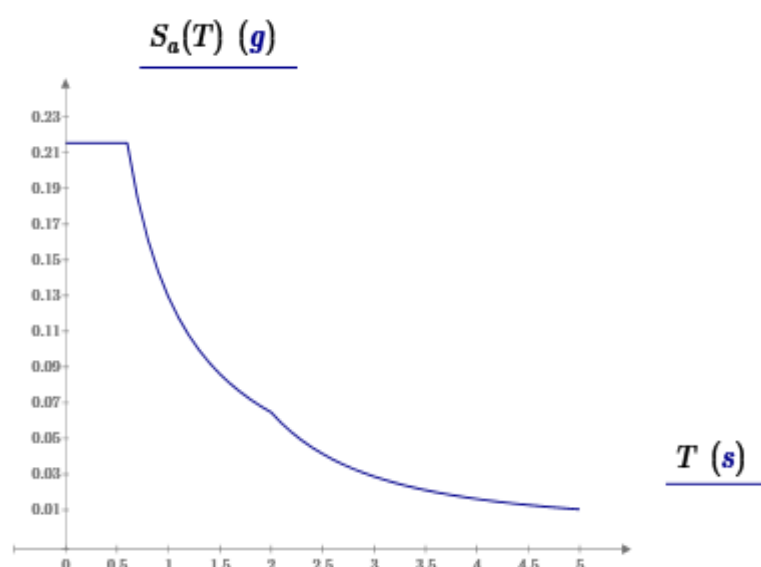


Figura N° 44: Espectro de diseño de aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia

Las combinaciones de carga se han realizado bajo el criterio de normativa E.060 en el cual se establece los requisitos mínimos de resistencia, asimismo los autores; Oviedo (2015), Cuba (2005), Molrales (2006), Cutimbo (2016).

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{FE} (\text{CSX})$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{FE} (\text{CSY})$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{FE} (\text{CSX.})$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{FE} (\text{CSY.})$$

3.8.7. Definición de los materiales

Se han definido los materiales, como concreto armado, albañilería y acero que se muestran en las figuras a continuación.

The screenshot shows a software interface for defining material properties. It is divided into several sections: 'General Data' with fields for Material Name and Display Color (F'C=197Kg/cm2 C-2), Material Type (Concrete), Material Grade (F'C=197Kg/cm2), and Material Notes; 'Weight and Mass' with fields for Weight per Unit Volume (2.4) and Mass per Unit Volume (0.2447); 'Isotropic Property Data' with fields for Modulus Of Elasticity, E (2107059.6), Poisson, U (0.2), Coefficient Of Thermal Expansion, A (9.900E-06), and Shear Modulus, G (877941.5); and 'Other Properties For Concrete Materials' with fields for Concrete Cube Compressive Strength, fck (1970) and Expected Concrete Compressive Strength (1970). There is also a checkbox for 'Lightweight Concrete'.

Figura N° 45: Parámetros de asignación de concreto.

Fuente: Elaboración propia

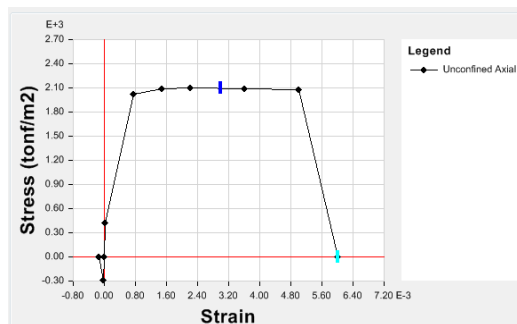


Figura N° 46: Parámetros no lineales del concreto.

Fuente: Elaboración propia

The screenshot shows a software interface for defining material properties for masonry. It is divided into several sections: 'General Data' with fields for Material Name and Display Color (albañilería), Material Type (Other), Material Grade, and Material Notes; 'Weight and Mass' with fields for Weight per Unit Volume (1.800E-03) and Mass per Unit Volume (1.835E-06); 'Isotropic Property Data' with fields for Modulus Of Elasticity, E (32500), Poisson, U (0.25), Coefficient Of Thermal Expansion, A (1.170E-05), and Shear Modulus, G (13000). There is also a checkbox for 'Lightweight Concrete'.

Figura N° 47: Parámetros de definición de Albañilería.

Fuente: Elaboración propia

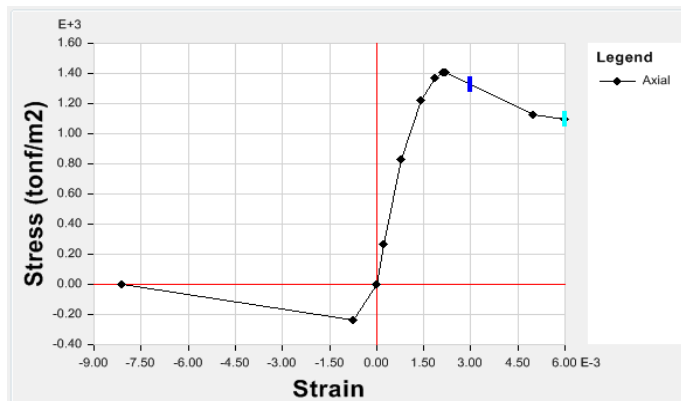


Figura N° 48: Parámetros no lineales de Albañilería.

Fuente: Elaboración propia

General Data	
Material Name and Display Color	FY 4200 ■
Material Type	Rebar
Material Grade	Grade 60
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.849E-03
Mass per Unit Volume	8.004E-06
Units: Kgf, cm, C	
Uniaxial Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	2100000.
Poisson, U	0.3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	
Other Properties For Rebar Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	4200.
Minimum Tensile Stress, Fu	6330.
Expected Yield Stress, Fye	4640.
Expected Tensile Stress, Fue	6960.

Figura N° 49: Parámetros de asignación de acero de refuerzo.

Fuente: Elaboración propia

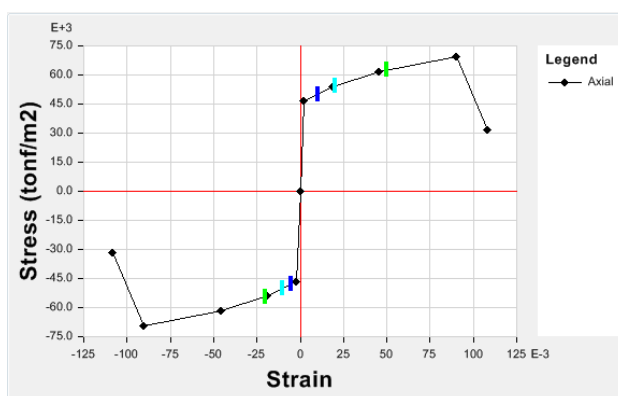


Figura N° 50: Parámetros no lineales de acero de refuerzo.

3.8.8. Definición de las secciones

La definición de las secciones principalmente de columnas, vigas, losas se han realizado estrictamente de los planos estructurales. Tales como siguen en las figuras N° 47 y 48.

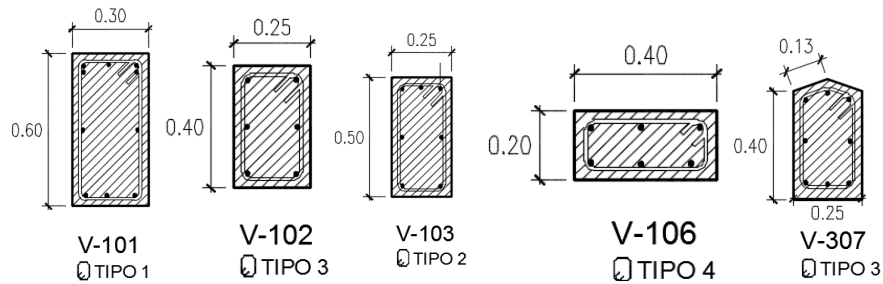


Figura N° 51: Secciones de vigas de la estructura.

Fuente: Elaboración propia

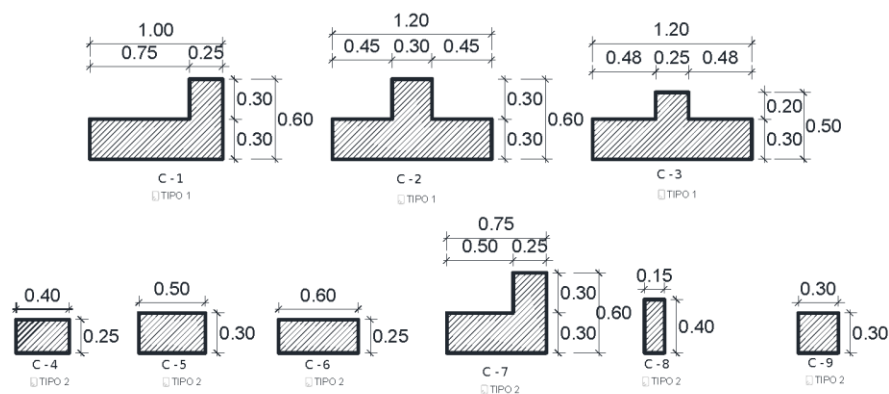


Figura N° 52: Secciones de Columnas de la estructura.

Fuente: Elaboración propia

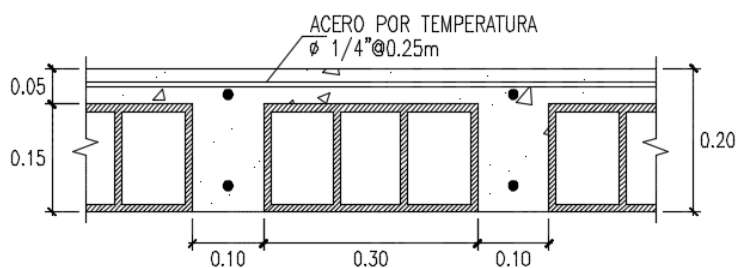


Figura N° 53: Detalle típico de la losa aligerada.

Fuente: Expediente técnico

3.8.9. Revisión de elementos estructurales

3.8.9.1. Elementos viga

Una vez que se han realizado las asignaciones de las rótulas plásticas, se ha empezado a correr el programa, se procedió a la verificación de los diseños de los elementos estructurales. En la figura N° 50 se muestra un cuadro de estribos, de acuerdo al tipo de vigas, los espaciamientos.

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	ϕ	ESPACIAMIENTO
1	ϕ 3/8"	1 @ 0.05, 12 @ 0.10, 6 @ 0.15, Rest. @ 0.20m c/ext.
2	ϕ 3/8"	1 @ 0.05, 10 @ 0.10, 5 @ 0.15, Rest. @ 0.20m c/ext.
3	ϕ 3/8"	1 @ 0.05, 8 @ 0.10, 4 @ 0.15, Rest. @ 0.15m c/ext.
4	ϕ 3/8"	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 3 @ 0.15, Rest. @ 0.25m c/ext.
5	ϕ 1/4"	1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 3 @ 0.15, Rest. @ 0.25m c/ext.
6	ϕ 3/4"	@0.15m (Estribos Nudo Viga-Columna)

Figura N° 54: Cuadro de espaciamientos de aceros de confinamiento en vigas.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 51 se puede apreciar el detalle de reforzamiento en las vigas V-101 y V-201 del primer y segundo nivel.

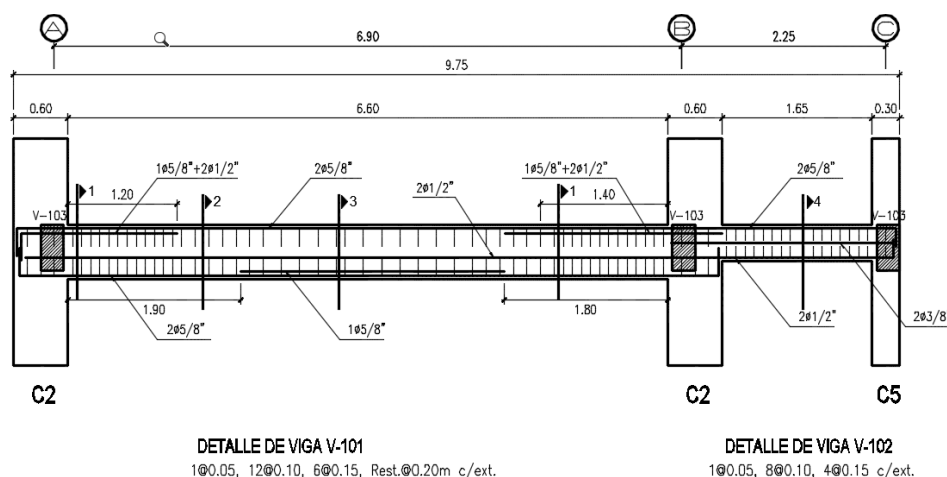


Figura N° 55: Detalle de la viga V-101, V-201.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 51 se puede apreciar el detalle en corte de las secciones para las vigas V-101 y V201.

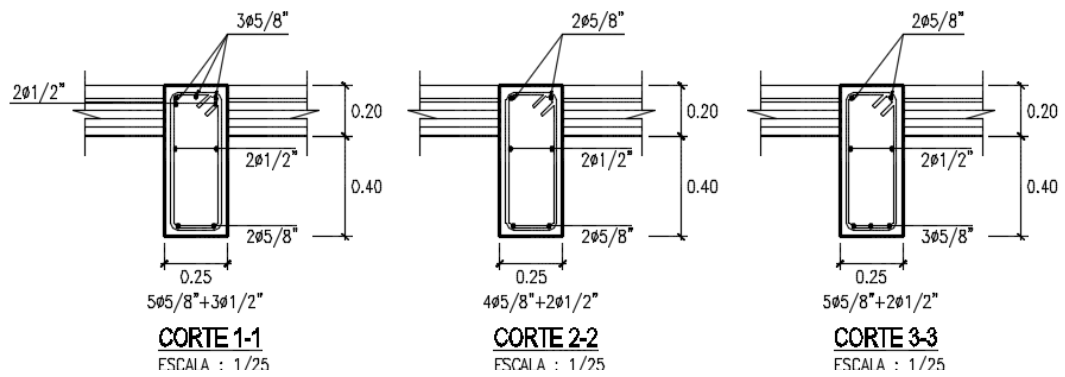


Figura N° 56: Detalles de cortes de Secciones.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 53 se puede apreciar el detalle de reforzamiento en las vigas V-102 y V-202 del primer y segundo nivel. Así mismo se puede visualizar el muro de albañilería cabeza, este detalle es para el sentido transversal.

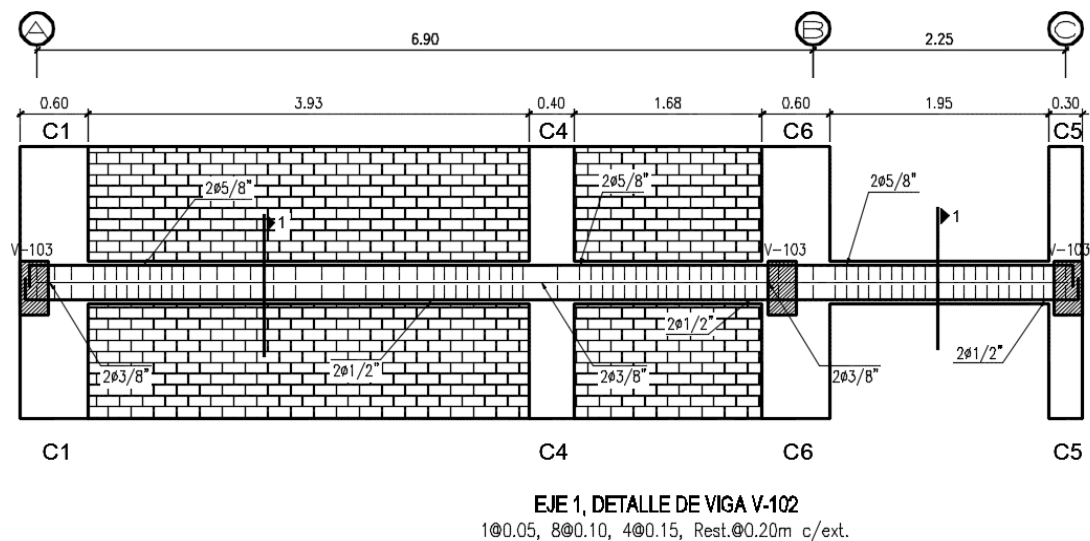


Figura N° 57: Detalle de la viga V-102, V-202.

Fuente: Elaboración propia

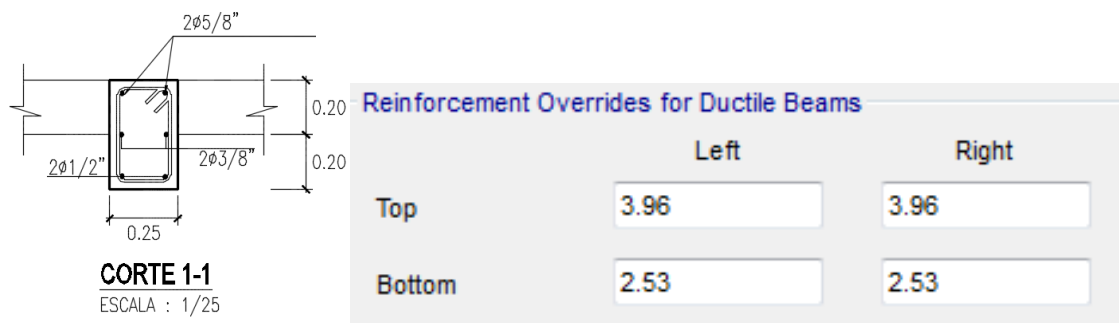


Figura N° 58: Detalle de refuerzo de la viga V-102, V-202.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 54 se puede apreciar el detalle talles en corte de las secciones para las vigas V-102 y V202, así también las áreas de acero que se le asignó en el software con el fin de tener el comportamiento más cercano a lo real de la estructura.

En la figura N° 55 se puede apreciar el detalle de reforzamiento en las vigas V-303 del tercer nivel, este detalle es para el sentido transversal.

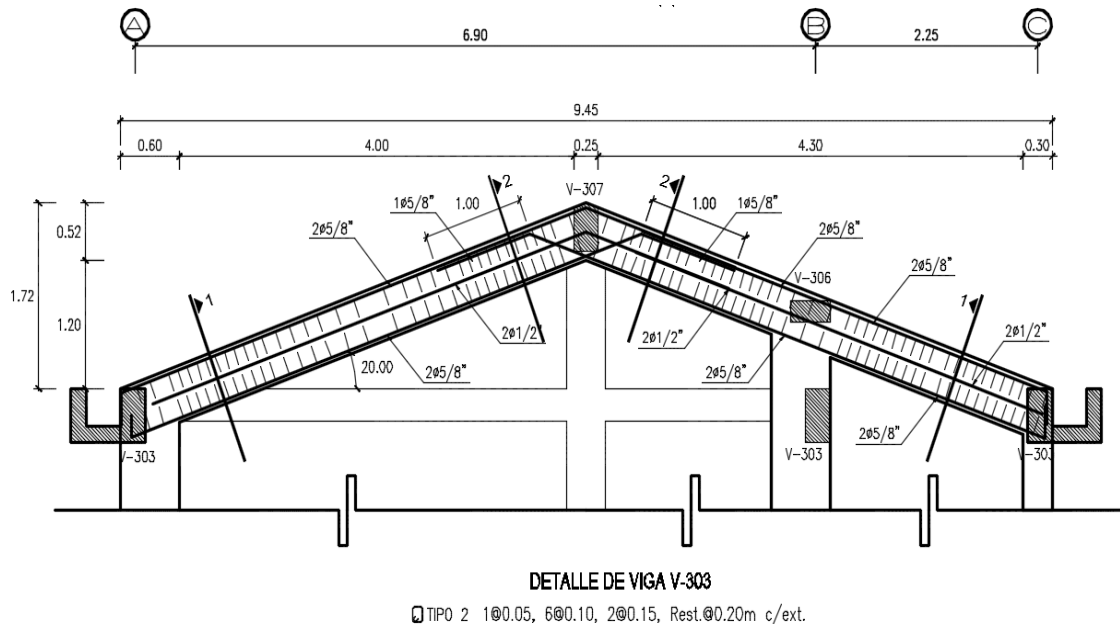


Figura N° 59: Detalle de viga V-303 transversal.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 56 se puede apreciar el detalle de reforzamiento en las vigas V-106, V-206, y V-306 del primer, segundo y tercer nivel, este detalle es para el sentido Longitudinal.

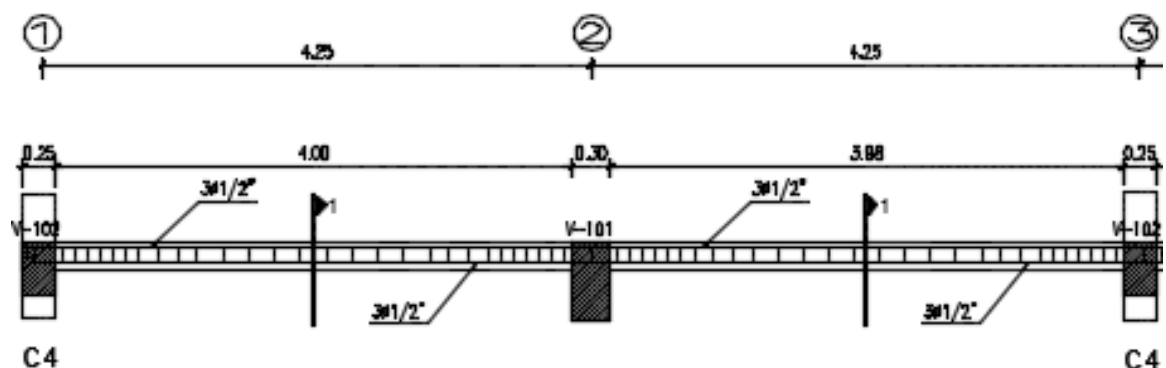


Figura N° 60: Detalle de viga V-106 y V-206.

Fuente: Elaboración propia

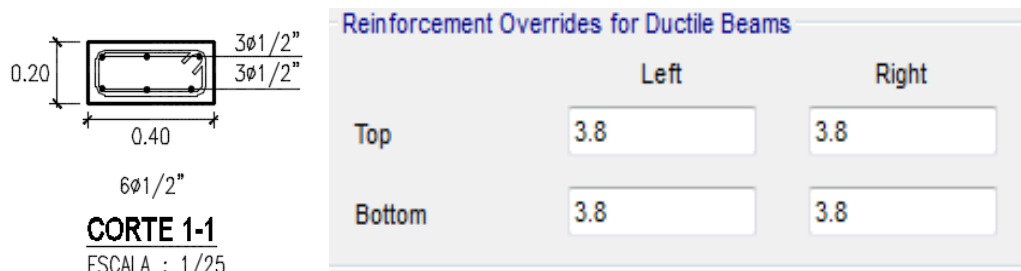


Figura N° 61: Detalle de refuerzo en vigas V-106 y V-206.

Fuente: Elaboración propia

La verificación de diagramas Momento curvatura para la sección de viga V-106, V-206 y V-306, los cuales son los aceros de refuerzo son iguales tanto para el primer nivel, segundo nivel y como para el tercer nivel

En la figura N° 58 se puede apreciar el detalle de reforzamiento en las vigas V-307, del tercer nivel, este detalle es para el sentido Longitudinal.

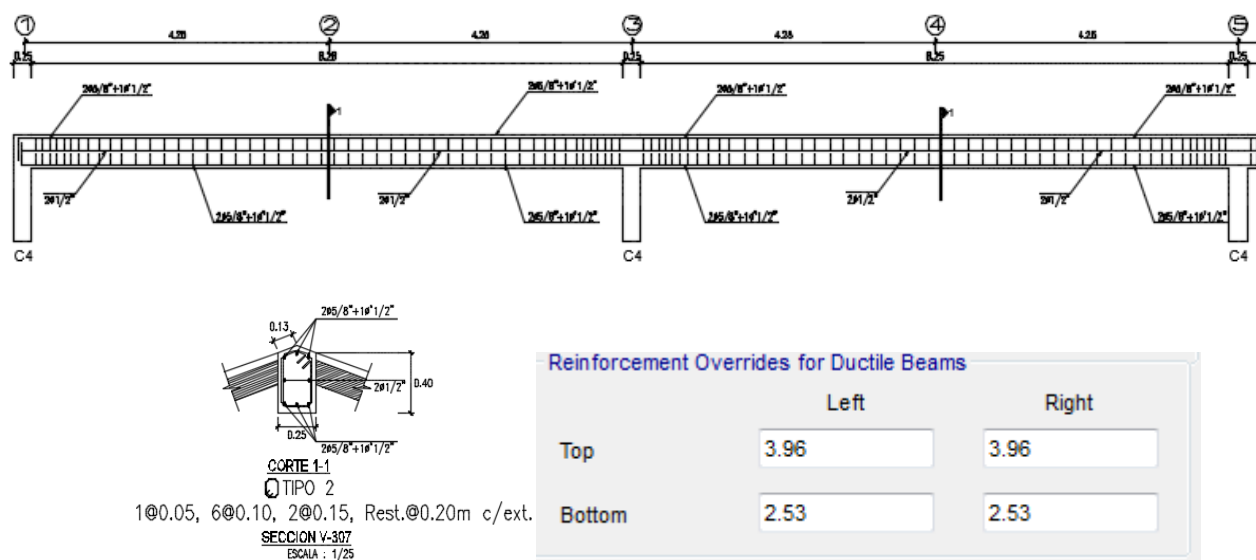


Figura N° 62: Detalle de viga V-307 longitudinal

Fuente: Elaboración propia

La verificación de diagramas Momento curvatura para la sección de viga V-307 para tercer nivel.

En la tabla 36 se muestran las áreas de acero que se asignaron, con los que se encuentran reforzados en cada uno de los elementos sometidos a flexión, a manera de resumen en las vigas V-101, V-201, V-102, V-202, V303, V-103, V-203, V-303, V-106, V-206, V-307.

Tabla 36:

Cantidades de áreas de acero asignados en las vigas transversales.

Tipo de viga	Primer Nivel	
	Arriba	Abajo
V-101, V-201, V-301	8.47	3.96
V-102, V-202, V-302	3.96	2.53
V-103, V-203, V-303	3.96	3.96
V-106, V-206	3.80	3.80
V-307	3.96	2.53

Fuente: Elaboración propia

3.8.9.2. Elementos columna

Las asignaciones de las secciones de columnas hicieron como se muestran desde la figura N° 59 hasta la figura N° 62, de la manera que existen en los planos.

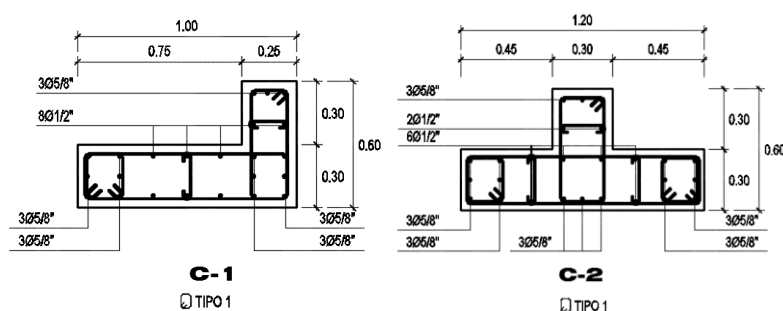


Figura N° 63: Configuración de Asignación de la columna C-1 y C-2.

Fuente: Elaboración propia

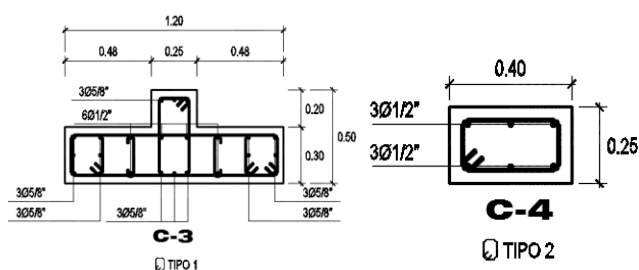


Figura N° 64: Configuración de Asignación de la columna C-3 y C-4.

Fuente: Elaboración propia

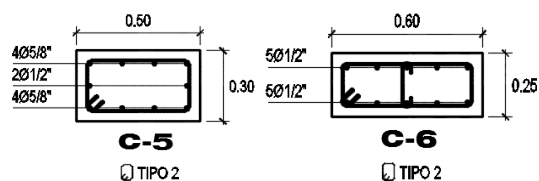


Figura N° 65: Configuración de Asignación de la columna C-5 y C-6.

Fuente: Elaboración propia

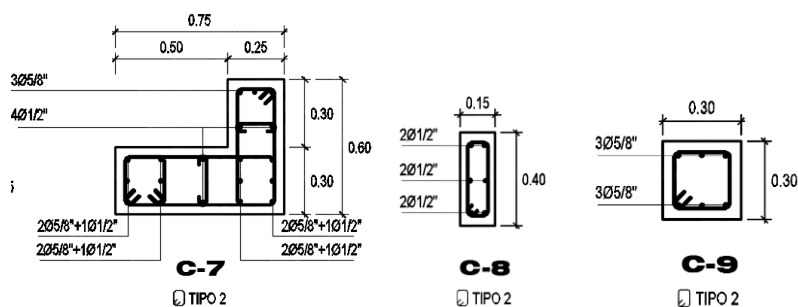


Figura N° 66: Configuración de Asignación de la columna C-7, C-8 y C-9.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37:

Resumen de secciones de acero asignadas en las columnas.

Tipo de columna	1er Nivel	2do Nivel	3er Nivel
	Área de acero (cm)	Área de acero (cm)	Área de acero (cm)
C-1	39.82	39.82	39.82
C-2	39.82	39.82	39.82
C-3	43.23	43.23	43.23
C-4	7.60	7.60	7.60
C-5	18.37	18.37	18.37
C-6	12.67	12.67	12.67
C-7	31.91	31.91	31.91
C-8	10.13	10.13	10.13
C-9	11.88	11.88	11.88

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 37 se puede ver el área de aceros para cada tipo de columnas y para los tres niveles.

3.8.10. Resultados de análisis lineal

3.8.10.1. Control de distorsiones de entrepiso

Los controles de derivas inelásticas de entrepisos se han verificado de acuerdo a los límites establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 38:

Límites para desplazamiento lateral de entrepiso [E.030].

Material Predominante	(D_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

(Reglamento Nacional de Edificaciones, 2012, p. 319)

Rx=7 Ry=7
 0.75Rx=5.25 0.75Ry=5.25

Tabla 39:

Control de las distorsiones de entrepiso para el sismo X-X.

Altura de Piso [cm]	Story	Despl. X-X [cm]	DriftX REAL
1145	Piso 3	0.412000	0.00189
640	Piso 2	0.277200	0.00227
325	Piso 1	0.116700	0.00189
Drift REAL MÁX.			0.00227
OBSERVACIÓN			OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40:

Control de distorsiones de entrepiso para el sismo Y-Y.

Altura de Piso [cm]	Story	Despl Y-Y[cm]	DriftY REAL
1145	Piso 3	0.163	0.00074
640	Piso 2	0.1219	0.00100
325	Piso 1	0.062	0.00100
Drift REAL MÁX.			0.00100
OBSERVACIÓN			OK

Fuente: Elaboración propia

Las verificaciones de las derivas de entrepiso son **0.002** en la dirección longitudinal y **0.001** en el sentido transversal los cuales cumplen con los límites establecido por la normativa E.030. A continuación, se presenta en la siguiente figura.

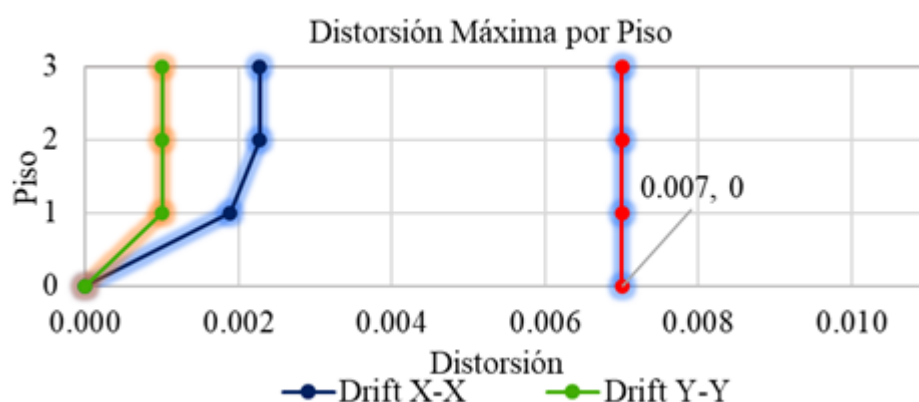


Figura N° 67: Distorsiones máximas por Piso.

Fuente: Elaboración propia

3.8.10.2. Factor de escalamiento

En la tabla 41 se muestra los parámetros de los factores de escalamiento sísmico respecto a la cortante estático, longitudinalmente el factor es de 1.22 y en el sentido transversal es de 1.26. los cuales se incluirán en las combinaciones de carga para la verificación de los diseños de los elementos estructurales.

Tabla 41:

Parámetros de la obtención de los factores de escalamiento.

%Carga Viva:	50%	
Descripción	Cargas	Aula
Peso propio (sísmico)	Carga Muerta	885.26
	carga Viva	182.14
	PESO SÍSMICO	976.33
Cortante estático	V. estático X(ton)	210.52
	V. estático Y(ton)	210.52
Cortante dinámico	V. dinámico X(ton)	138.53
	V. dinámico Y(ton)	134.15
Factor de escalamiento	F.E. X	1.22
	F.E. Y	1.26

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la tabla 41. los factores de escalamiento son 1.22 para el sismo X, y 1.26 en el sentido Y, los valores antes encontrados serán mayorados en las combinaciones de cargas para la verificación de los diseños.

3.8.10.3. Modos de vibración

Según (Cutimbo, 2016) el modo 1 y 2 deben ser traslación en X e Y el modo 3 rotación alrededor de Z, como se aprecia.

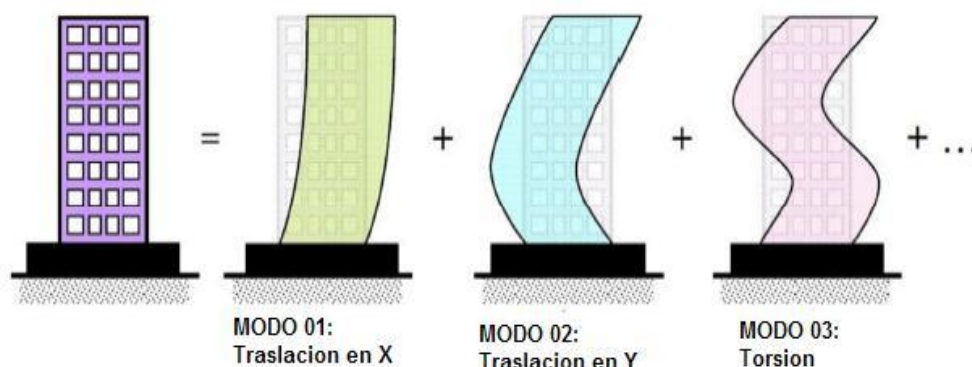


Figura N° 68: Modo de vibración ideales.

En las imágenes de las figuras a continuación se presentan las deformaciones de la estructura para los tres primeros modos de vibración, los cuales son: en el primer modo es traslación en X, segundo modo traslación en Y, tercer modo rotación alrededor de Z como indica (Bazán & Meli, 1990) el resumen se muestra en la tabla 42.

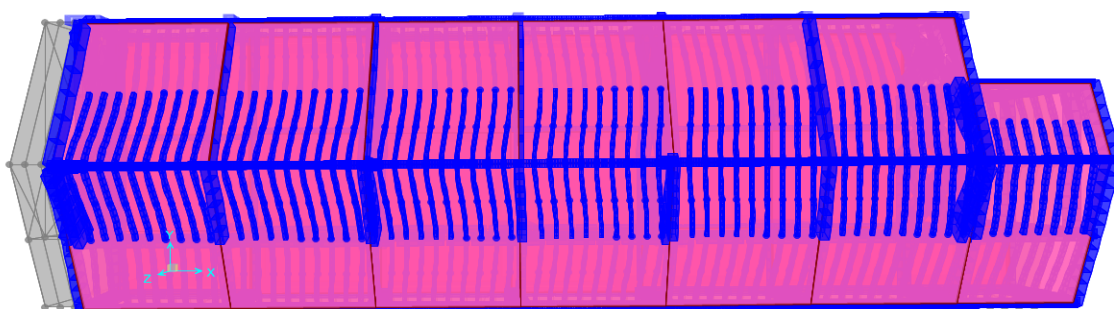


Figura N° 69: Imagen para Modo 01[traslación en X].

Fuente: Elaboración propia

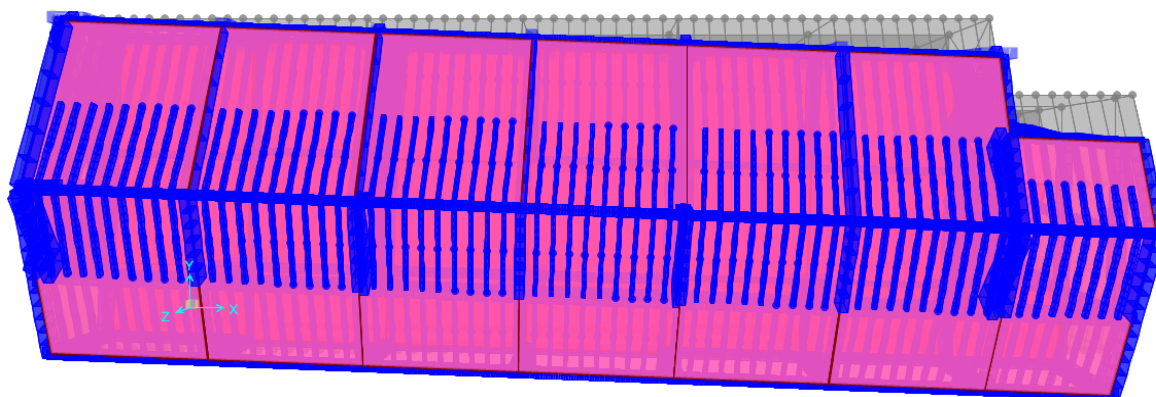


Figura N° 70: Imagen para modo 02 [traslación en Y].

Fuente: Elaboración propia

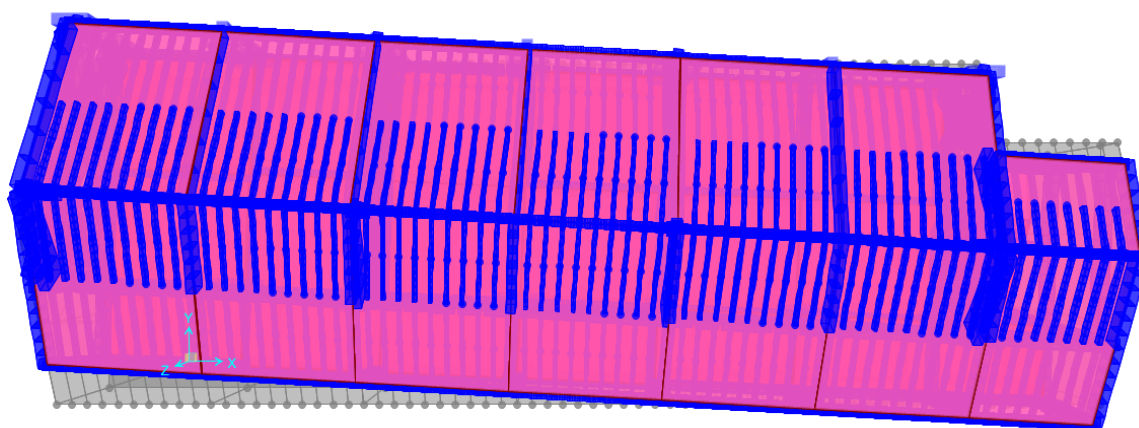


Figura N° 71: Imagen del modo 03 [rotación].

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 42 se presenta el resultado de la participación modal donde se aprecia que el periodo fundamental es 0.24 segundo y en el primer modo el comportamiento de la estructura es traslacional en X-X con 81.22%, en el segundo modo es traslación en el sentido Y-Y con 66.37% y en tercer modo es rotación en vertical en 66.17%.

Tabla 42:

Modos de vibración y participación de masas.

Case	Mo do	Periodo seg	Masa part. X-X (%)	Masa part. Y-Y (%)	Masa part. Z-Z (%)	Comportamiento
Modo	1	0.24	81.22	0.12	0.52	Traslación en X
Modo	2	0.17	0.34	66.37	20.35	Traslación en Y
Modo	3	0.15	0.12	21.51	66.17	Rotación
Modo	4	0.08	3.28	0.00	0.01	Traslación en X
Modo	5	0.08	0.00	0.00	0.00	Traslación en Y
Modo	6	0.08	0.00	0.00	0.00	Traslación en X
Modo	7	0.08	0.00	0.00	0.00	Traslación en X
Modo	8	0.08	0.00	0.00	0.00	Traslación en X
Modo	9	0.08	0.00	0.00	0.00	Rotación

Fuente: Elaboración propia

3.8.10.4. Diseño de concreto armado

Se ha procedido a la verificación de los diseños de en los elementos estructurales más principales basado en la normativa (Comité ACI 318-14) (RNP, 2006) y libros (Cutimbo, 2016), (Molrales, 2006) lo cual están dentro de lo permitido por la normativa.

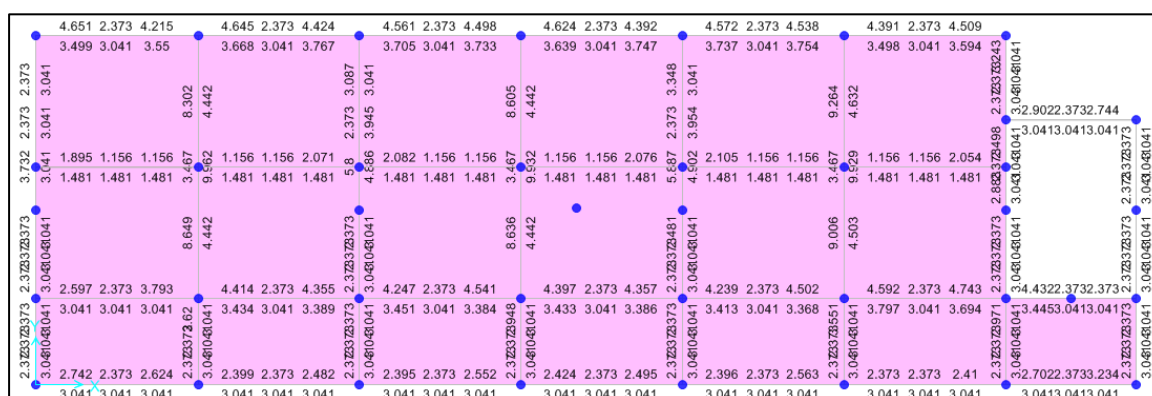


Figura N° 72: Resultados de verificación del diseño de las vigas.

Fuente: Elaboración propia

En la verificación de las vigas se puede apreciar que las áreas de acero son iguales o menores a las que se indican en los planos.

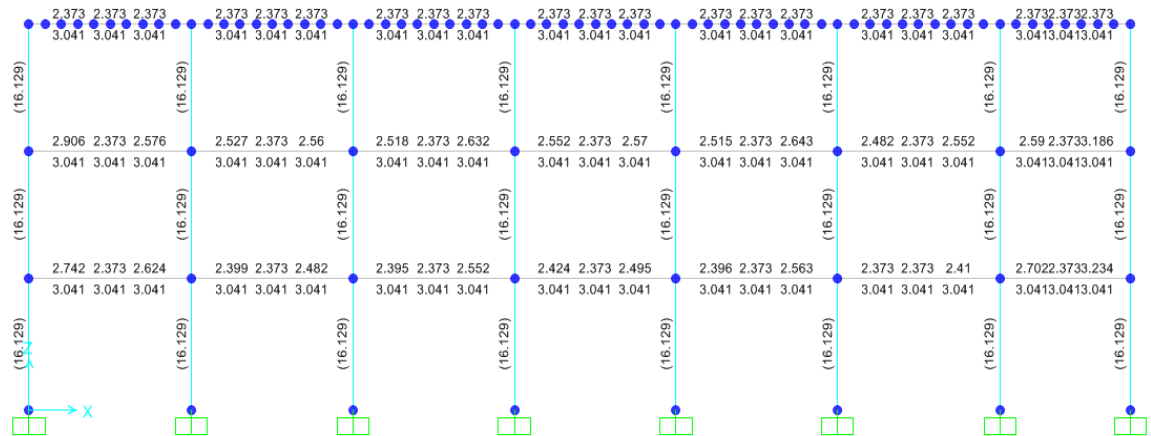


Figura N° 73: Verificación de los diseños [elevación].

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de las columnas la verificación de las áreas de acero se pudo apreciar que cumplen las áreas que presentan los planos de las columnas.

3.8.11. Configuración de análisis estático no lineal

La configuración para el análisis estático no lineal AENL Pushover se ha seguido basado en base teórica que se ha desarrollado en el capítulo 2, se presenta a continuación.

3.8.11.1. Carga gravitacional no lineal

El caso de carga de gravitacional no lineal (GNL) está compuesto por el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva, el tipo de carga es estático, el tipo de análisis no lineal, con la condición inicial de la carga cero. En la figura N° 70 se muestra la configuración del caso de carga gravitacional no lineal aplicado para las direcciones X-X y Y-Y.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GNL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case [GNL]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	LIVE	0.5

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura N° 74: Asignación de la carga de Gravedad no lineal.

Fuente: Elaboración propia

3.8.11.2. Carga: Pushover con patrón de carga Modo 1 y Modo 2 no lineal

La asignación de patrón de carga Pushover de modo 1(Push-Modo1) es aplicado en el sentido X-X, este patrón de carga es proveniente del modo fundamental del análisis dinámico lineal de la estructura, después de la verificación de los modos es el primero.

Load Case Name: PUSH-MODO1 [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [GNL]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☐ None
- ☒ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale
Mode	1	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Figura N° 75: Asignación de patrón de carga Pushover modo 01.

Fuente: Elaboración propia

De la misma manera la asignación de patrón de carga Pushover de modo 2 (PUSH-MODO2) es aplicado en el sentido Y-Y, este patrón de carga es provenientes del modo

fundamental del análisis dinámico lineal de la estructura, después de la verificación de los modos, es el segundo modo.

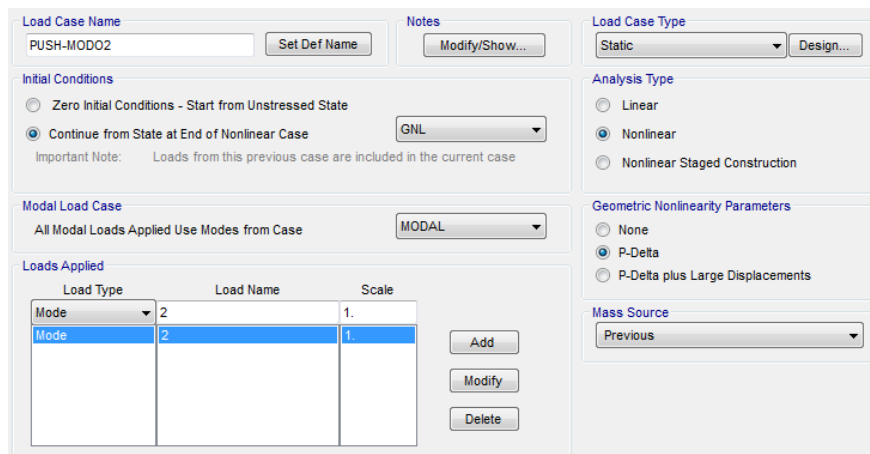


Figura N° 76: Asignación de patrón de carga Pushover modo 02.

Fuente: Elaboración propia

3.8.11.3. Configuración de los otros parámetros

La configuración del control de los desplazamientos en el tope de la estructura se muestra en la figura N° 73. dicho monitoreo de desplazamiento en el punto 145 de la cúspide de la estructura, como se señala en la figura 74, lo cual controla el desplazamiento para cada fuerza. con un control de 0.40m de desplazamiento.

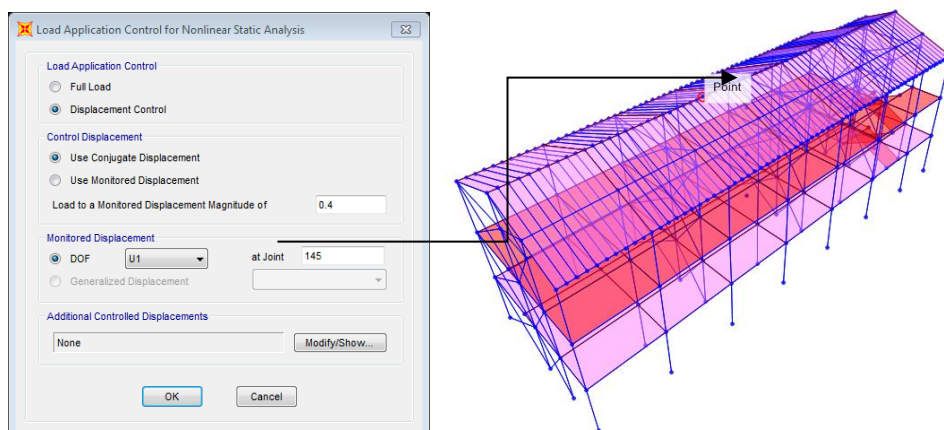


Figura N° 77: Configuración control de desplazamientos.

Fuente: Elaboración propia.

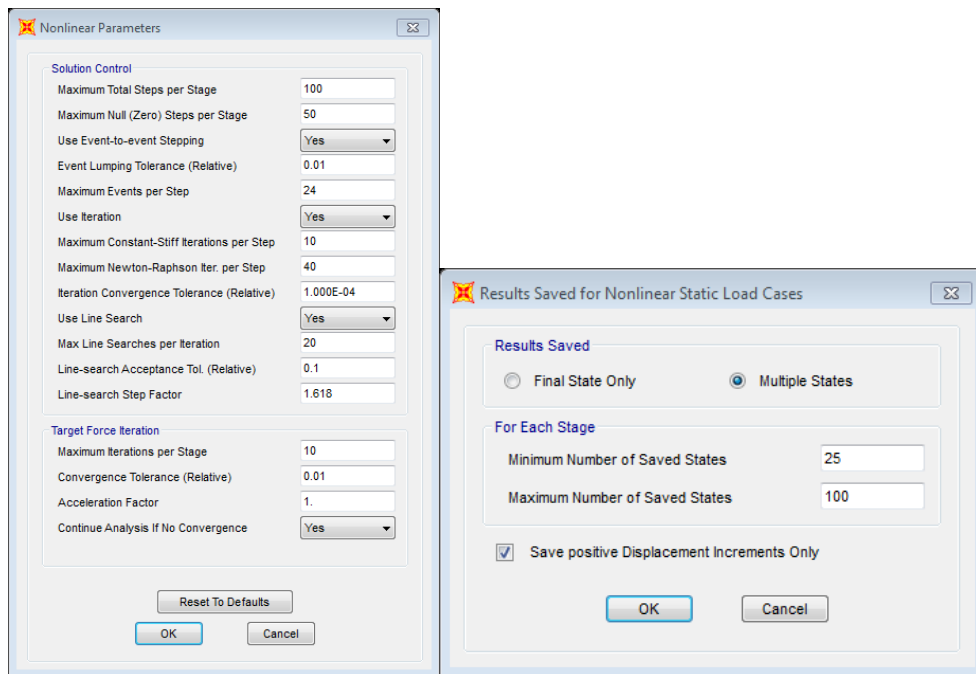


Figura N° 78: Parámetros no lineales.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 74 se presenta la asignación del análisis de pasos múltiples como también las definiciones de los parámetros no lineales a considerar.

3.8.11.4. Definición de masas sísmica

En la definición se ha estimado un 50% de la carga viva a la carga muerta, de acuerdo a la normativa E.030.

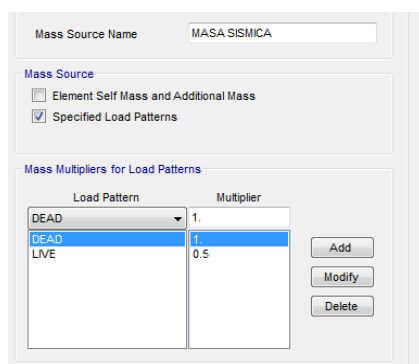


Figura N° 79: Definición de la masa sísmica.

Fuente: Elaboración propia

3.8.11.5. Definición del espectro sísmico sin factor de reducción

La construcción del espectro de respuesta sísmica elástica se ha elaborado bajo las especificaciones de la normativa (E.030, 2018) diseño sismorresistente de estructuras, lo cual se muestra en la tabla 43. el resumen de los parámetros del diseño sismorresistente con el coeficiente de reducción sísmica igual a 1.

$$S_a = ZUCS(g) / R$$

Donde:

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso de la edificación

C = Factor de amplificación sísmica,

S = Factor de amplificación del suelo

R = Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica

g = Aceleración de la gravedad

Tabla 43:

Parámetros de diseño sismorresistente para espectro elástico.

Resumen de parámetros de diseño	
Factor de zona	Z = 0.35
Factor de suelo	S = 1.15
Periodo del suelo	Tp = 0.60
Periodo de inicio "c"	Tl = 2.00
Factor de uso	U = 1.50
Coeficiente de reducción	R = 1.00

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 76 se puede apreciar la gráfica del espectro de respuesta con un factor de reducción sísmica R=1. Este coeficiente de reducción sísmica se pone 1 debido a que se quieren evaluar el desempeño de la estructura con la totalidad de fuerza sísmica, es decir se busca conocer el comportamiento de la estructura en el rango no lineal, con esto se podrán determinar la capacidad del edificio frente a la demanda sísmica que más adelante se estarán analizando.

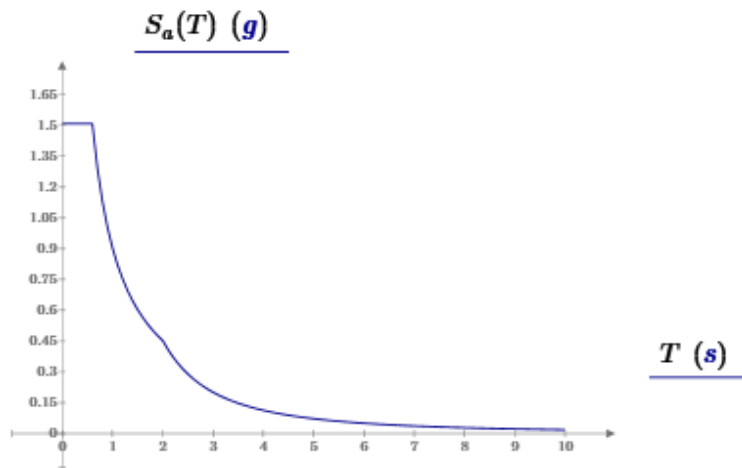


Figura N° 80: Espectro sísmico elástico.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 77 se presenta un espectro de respuesta elástico, en la figura N° 3.41 presenta una comparación entre el espectro sísmico de diseño (con un factor de reducción sísmica igual a 7.00) y el espectro elástico (con un factor de reducción sísmica igual a 1.00).

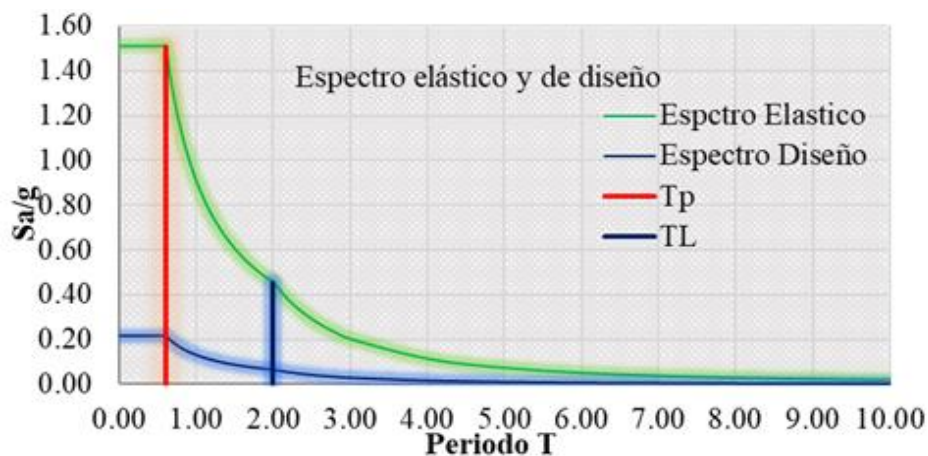


Figura N° 81: Comparación de espectros sísmicos elástico y de diseño.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 78 se le ha asignado en CSI SAP2000 V21, con lo que se ha trabajado para el presente trabajo de investigación.

Loads Applied				Loads Applied			
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SISMR7	981.	Accel	U2	SISMR7	981.
Accel	U1	SISMR7	981.	Accel	U2	SISMR7	981.

Figura N° 82: Asignación del espectro en la estructura.

Fuente: Elaboración propia

3.8.11.6. Asignación de las rótulas plásticas

Para considerar la degradación de la rigidez de la estructura, donde se genera el punto de fluencia de los elementos, se han asignado las rótulas plásticas en los elementos viga de manera que se pueda realizar la evaluación de la estructura en el rango no lineal. En la tabla 44 se presentan las rótulas plásticas encontrados en cada uno de los ejes, en cada tramo, asimismo para cada nivel de entrepiso de la estructura, las rótulas plásticas están expresados en función al porcentaje de la longitud de la viga, se aplicaron en ambos extremos libres.

Tabla 44:

Rótulas plásticas en vigas eje A.

Rótulas plásticas en vigas eje A 1er, 2do, 3er nivel						
Tramo	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Longitud (m)	4.275	4.25	4.25	4.25	4.25	4.275
Columna izquierda (m)	1	1.2	1.25	1.2	1.25	1.2
Columna derecha (m)	1.2	1.25	1.2	1.25	1.2	1
Long - Libre (m)	2.8	3.025	3.025	3.025	3.025	2.8
Li-Rótula %	20.47%	14.12%	14.71%	14.12%	14.71%	14.04%
Li-Rótula % (Análisis)	20.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	14.00%
Li-Rótula Relativa (Análisis)	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14
Lj-Rotula %	14.04%	14.71%	14.12%	14.71%	14.12%	20.47%
Lj-Rótula % (Análisis)	14.00%	15.00%	15.00%	15.00%	15.00%	20.00%
Lj-Rótula Relativa (Análisis)	0.86	0.85	0.85	0.85	0.85	0.80

Fuente: Elaboración propia.

Luego de haber encontrado el punto de fluencia para cada tramo de viga, se asignaron en el software SAP2000 v 21 de la manera que se muestra en la figura N° 79, considerando las condiciones de asignación para las tablas de ASCE 41-13, en selección de “Hinge” de tabla se selecciona la 10-7 (vigas de concreto a flexión).

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item 1

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

V Value From
☒ Case/Combo GNL
☐ User Value V2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Figura N° 83: Asignación de las rótulas plásticas.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 80 se puede apreciar un elemento viga asignado las rótulas plásticas en ambos extremos como se puede visualizar.

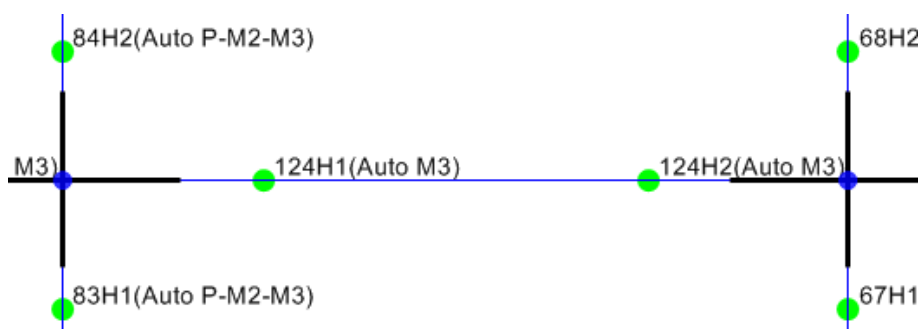


Figura N° 84: Rótulas plásticas asignadas en las vigas.

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de las columnas también se han encontrado los puntos de degradación de rigidez, o puntos de fluencia en cada extremo que en la tabla 45 se puede ver, las rótulas plásticas para las columnas que se han encontrado a 5 cm debajo del peralte de la viga.

Tabla 45:

Rótulas plásticas en las columnas.

Nivel	Rótulas plásticas en columnas		
	1er Nivel	2do Nivel	3er Nivel
Long de columna(m)	3.15	3.25	3.25
h viga Nivel i (m)	0	0.6	0.6
h viga Nivel j (m)	0.6	0.6	0.6
L-Libre (m)	2.55	2.65	2.65
Li-Rótulo %	0.00%	9.23%	9.23%
Li-Rótulo % (Análisis)	2.50%	10.00%	10.00%
Li-Rótula Relativa (Análisis)	0.03	0.10	0.10
Lj-Rótulo % (Análisis)	9.52%	9.23%	9.23%
Li-Rótulo %	10.00%	10.00%	10.00%
Lj-Rótula Relativa (Análisis)	0.90	0.90	0.90

Fuente: Elaboración propia

Luego de haber encontrado el punto de fluencia en las columnas se asignaron en SAP2000 v 21 de la manera que se muestra en la figura N° 81, tomando en cuenta las consideraciones de las tablas de ASCE 41-13, en selección de “Hinge” de tabla se selecciona la 10-8 (columna de concreto).

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables in ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
☐ M2 ☐ P-M2 ☐ Parametric P-M2-M3
☐ M3 ☐ P-M3
☐ M2-M3 ☒ P-M2-M3

P and V Values From
☒ Case/Combo GNL
☐ User Value
V2 V3

Concrete Column Failure Condition
☐ Condition i - Flexure ☐ Condition iv - Development
☒ Condition ii - Flexure/Shear
☐ Condition iii - Shear

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Figura N° 85: Asignación de rótulas plásticas en columnas en SAP2000.

Fuente: Elaboración propia

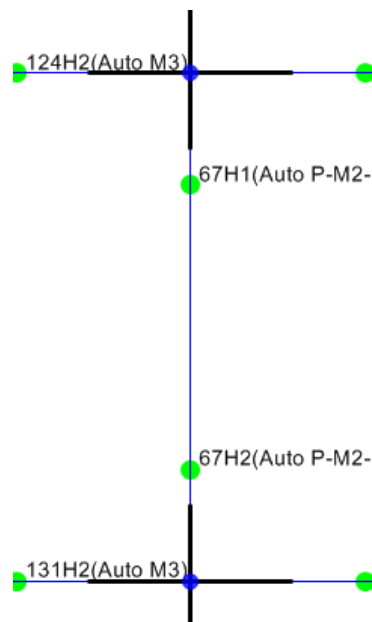


Figura N° 86: Rótulas plásticas en las columnas.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 82 se presenta una muestra de todas las rótulas asignadas en SAP2000 para a todas las columnas en la estructura, en los tres niveles.

3.8.12. Resultados de Pushover

Rótulas plásticas

Después de la asignación de las áreas de acero en las secciones de los elementos estructurales tipo “Frame”, vale decir que son elementos viga y elementos columna. Se ha procedido a realizar ver los resultados de las rótulas plásticas que se generan conforme al incremento de las fuerzas: fuerza de Pushover modo 01 falla en el paso 5, en la figura N° 83 se presenta, en la fuerza de Pushover modo 02 que inicia con las fallas en el paso 2. se presenta en la figura N° 84 se presenta las rótulas plásticas.

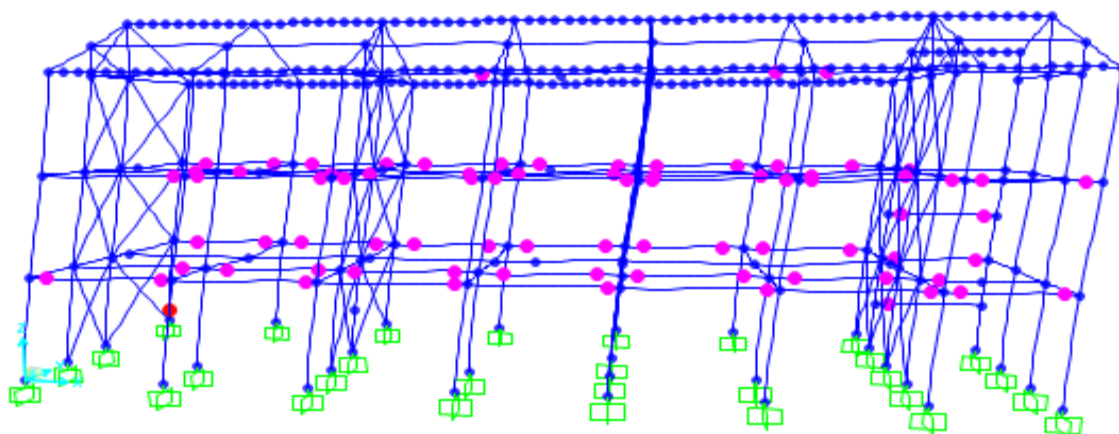


Figura N° 87: Rótulas plásticas para Pushover de modo 01.

Fuente: Elaboración propia

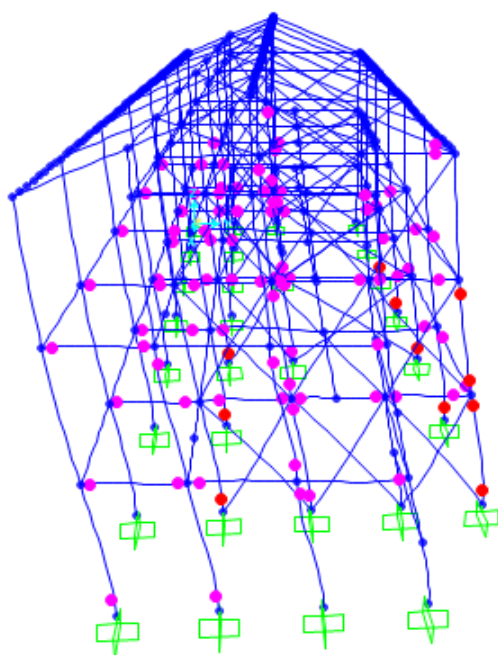


Figura N° 88: Rótulas plásticas para Pushover de modo 02.

Fuente: Elaboración propia

En las figuras 85 al 86, se presentan las incursiones en el rango no lineal en las que se muestran el número total de incursiones elásticas.

LoadCase Text	Step Unitless	Displacement	BaseForce Tonf	AtoB Unitless	BtoIO Unitless	IOtoLS Unitless	LStoCP Unitless	CPtoC Unitless	CtoD Unitless	DtoE Unitless	BeyondE Unitless	Total Unitless
PUSH-MOD1	0	2.962E-06	0	532	0	0	0	0	0	0	0	532
PUSH-MOD1	1	0.00672	238.1811	531	1	0	0	0	0	0	0	532
PUSH-MOD1	2	0.013268	395.2344	450	81	0	0	0	0	0	1	532
PUSH-MOD1	3	0.017475	454.5129	419	105	0	0	0	0	0	8	532
PUSH-MOD1	4	0.031426	530.4086	381	138	0	0	0	0	0	13	532
PUSH-MOD1	5	0.047472	583.6437	344	175	0	0	0	0	0	13	532
PUSH-MOD1	6	0.055518	610.9112	328	185	0	0	0	0	0	19	532
PUSH-MOD1	7	0.075513	646.8625	322	136	55	0	0	0	0	19	532
PUSH-MOD1	8	0.091513	678.8736	312	84	114	0	0	0	0	22	532
PUSH-MOD1	9	0.10751	702.9469	304	72	128	0	0	0	0	28	532
PUSH-MOD1	10	0.127501	731.5676	298	50	153	0	0	0	0	31	532
PUSH-MOD1	11	0.144008	760.4651	292	39	169	0	0	0	0	32	532
PUSH-MOD1	12	0.148008	772.5622	288	41	169	0	0	1	0	33	532
PUSH-MOD1	13	0.158006	789.351	284	44	161	0	0	10	0	33	532
PUSH-MOD1	14	0.166	796.9746	283	44	141	0	0	30	0	34	532

Figura N° 89: Resultados de la incursión al estado elástico [Push Mod. 01].

Fuente: Elaboración propia

LoadCase Text	Step Unitless	Displacement	BaseForce Tonf	AtoB Unitless	BtoIO Unitless	IOtoLS Unitless	LStoCP Unitless	CPtoC Unitless	CtoD Unitless	DtoE Unitless	BeyondE Unitless	Total Unitless
PUSH-MOD2	0	-5.1E-05	0	532	0	0	0	0	0	0	0	532
PUSH-MOD2	1	0.002653	153.3348	530	2	0	0	0	0	0	0	532
PUSH-MOD2	2	0.010938	518.8097	468	61	0	0	0	0	0	3	532
PUSH-MOD2	3	0.010955	519.1538	468	61	0	0	0	0	0	3	532
PUSH-MOD2	4	0.010959	518.8246	468	61	0	0	0	0	0	3	532
PUSH-MOD2	5	0.021123	852.8636	418	101	0	0	0	0	0	13	532
PUSH-MOD2	6	0.029293	990.575	382	120	10	0	0	0	0	20	532
PUSH-MOD2	7	0.045361	1119.0458	329	137	36	0	0	0	0	30	532
PUSH-MOD2	8	0.061496	1200.7584	313	133	50	0	0	1	0	35	532
PUSH-MOD2	9	0.068514	1233.1706	304	140	47	0	0	6	0	35	532
PUSH-MOD2	10	0.068652	1232.7038	301	142	48	0	0	6	0	35	532
PUSH-MOD2	11	0.071631	1247.5789	300	139	51	0	0	7	0	35	532

Figura N° 90: Resultados de la incursión al estado elástico [Push Mod. 02].

Fuente: Elaboración propia

Capítulo IV

Resultados y discusión

4.1. Resultados

En el presente capítulo se presenta de los resultados obtenidos de la evaluación del desempeño estructural sísmico después de realizar el análisis estático no lineal Pushover del bloque del nivel secundario del colegio emblemático Ladislao Espinar conforme a los objetivos planteados en la investigación, de acuerdo a los objetivos planteados.

4.1.1. Resultado al objetivo general

El objetivo principal está enfocado en Evaluar el desempeño estructural del bloque del nivel secundario de la infraestructura educativas del Colegio Coronel Ladislao Espinar de la ciudad de Espinar, utilizando el Análisis Estático no lineal (Pushover).

4.1.1.1. Desempeño estructural

La identificación del desempeño se logra identificar a través de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda, dependiendo del nivel de la amenaza sísmica la respuesta puede encontrarse en el rango lineal o en el rango no lineal como ya se ha explicado en la etapa de revisión de bibliografía.

Por ser una estructura esencial, como se clasifica a las instituciones educativas en la normativa sismorresistente peruana, se espera un desempeño de nivel operacional, para las amenazas de sismo de servicio y el sismo de diseño, mínimamente se espera un desempeño de nivel de operacional para el sismo máximo. Por lo que la estructura debe permanecer operativa después de una actividad sísmica de nivel máximo esperado, para una mejor comprensión de los objetivos de desempeño estructural esperado en la presente investigación se presenta en la tabla 46. ya que la normativa ATC-40, FEMA-440 exige que el nivel de desempeño esperado es que la estructura siga en operatividad.

Tabla 46:

Límites de distorsiones de acuerdo al nivel de desempeño.




Derivas límite de Entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Máxima Deriva total	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_t}{P_t}$
Máxima Deriva Inelástico	0.005	0.005-0.015	sin límite	sin límite

Fuente: ATC-40 (1996)

De acuerdo a la tabla 46 establecido por ATC-40 se han planteado los objetivos de desempeño estructural para los tres niveles de demanda sísmica que se muestra en la tabla 47.

Tabla 47:

Definición del triple objetivo de desempeño estructural.

Nivel de Sismo	Nivel de desempeño de la Edificación			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Drift máximo	0.01	0.01- 0.02	0.2	$0.33V_t/P_t$
Sismo de Servicio				
Sismo de Diseño				
Sismo Máximo				

Fuente: Elaboración propia

En las siguientes tablas se da un énfasis particular en las distorsiones [análisis de las derivas] totales con la intención de conocer el nivel de desempeño estructural sísmico, la norma ATC-40 establece los rangos de las relaciones de derivas con los distintos niveles de desempeño.

De acuerdo a la tabla 47 que establece los límites de las distorsiones de entrepiso para cada nivel de desempeño, que a continuación se usarán para comparar las derivas obtenidas en el presente estudio de investigación. En la tabla 48 que se muestra se obtuvieron las derivas para la demanda sísmica de los diferentes niveles de demandas sísmicas, con los métodos de FEMA – 440, así como para la fuerza sísmica de Modo 01. En el sentido longitudinal.

Tabla 48:

Resultados de las distorsiones para la dirección longitudinal.

Patrón de fuerza	Demanda sísmica	Deriva elástico	Deriva inelástico	Deriva total
Mod. 01	Servicio	0.0007	0.0007	0.0014
	Diseño	0.0011	0.00408	0.0052
	Máxima	0.0012	0.01013	0.0114

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 48 se muestra los resultados de las derivas elásticos, derivas inelásticas y derivas máximas, en el sentido longitudinal, para los tres niveles de demandas sísmicas. que también se puede apreciar en la Figura N° 87.

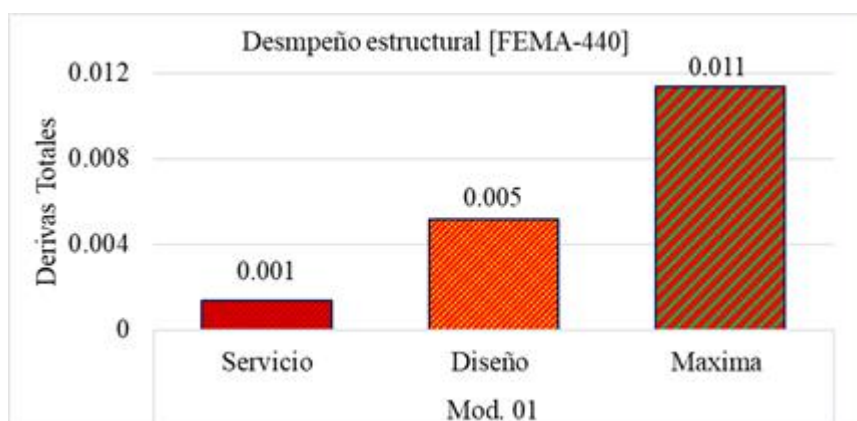


Figura N° 91: Comparativo de los drifts totales para los tres sismos dirección longitudinal.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49:

Resultados de las distorsiones para la dirección longitudinal.

Patrón de fuerza	Demanda sísmica	Deriva elástico	Deriva inelástico	Deriva total
Mod. 02	Servicio	0.0003	0.00085	0.0011
	Diseño	0.0006	0.00168	0.0023
	máximo	0.0007	0.00209	0.0028

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 49 se muestra los resultados de las derivas elásticos, derivas inelásticas y derivas para los diferentes niveles de las demandas sísmicas, en el sentido longitudinal, para los tres niveles de demandas sísmicas. que también se puede apreciar en la Figura N° 88.

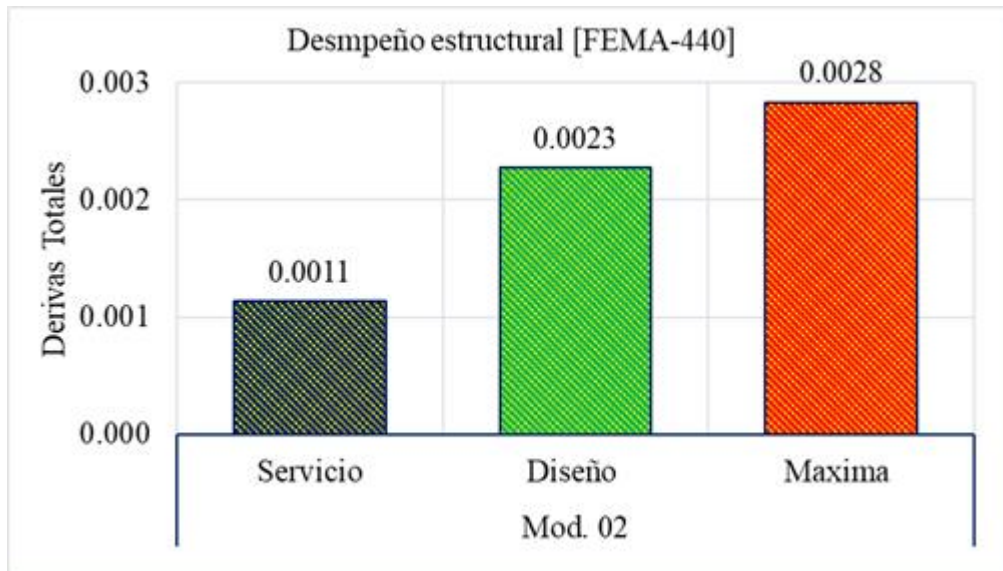


Figura N° 92: Comparativo de las derivas totales para los tres sismos dirección transversal.

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Respuesta a los objetivos específicos

4.1.2.1. Determinación del Espectro de capacidad de la estructura

Se ha encontrado el espectro de capacidad de la estructura a través los lineamientos de la norma FEMA – 440, esto a partir de la curva de capacidad que se muestra en la figura N° 89.

El espectro de capacidad de la estructura en el sentido longitudinal, (dirección X-X), que se ha encontrado es: desplazamiento espectral (S_d) de 14.87 cm y la aceleración espectral (S_a) de 1.28g.

Para el Pushover de modo 01, la curva de capacidad es lo siguiente: el desplazamiento en el tope es de 16.60 cm frente a 796.87 ton de fuerza cortante. Como se muestra en la figura:

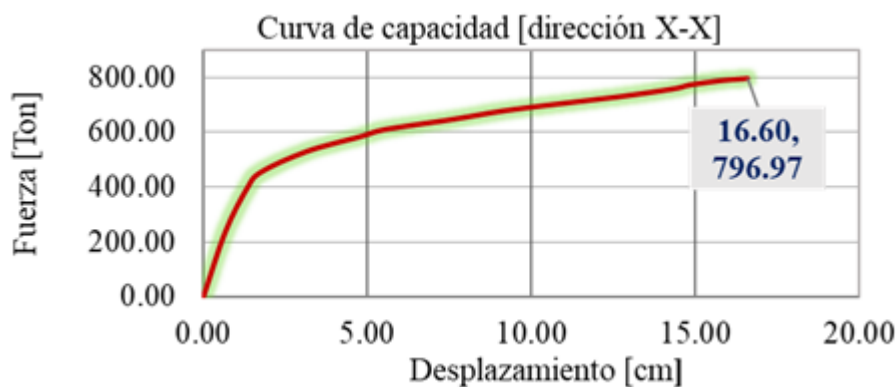


Figura N° 93: Curva de capacidad para el Pushover de Modo 01.

Fuente: Elaboración propia

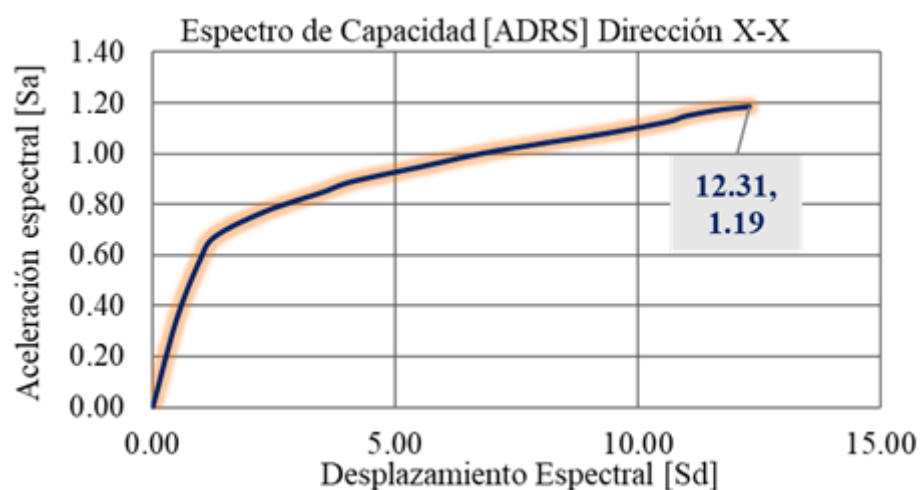


Figura N° 94: Espectro de capacidad para el Pushover de Modo 01.

Fuente: Elaboración propia

El espectro de capacidad de la estructura en el sentido longitudinal, (dirección X-X), para el Pushover de Modo 01, que se ha encontrado es: desplazamiento espectral (Sd) de 12.31cm y la aceleración espectral (Sa) de 1.19g.

Para el Pushover de modo 02, la curva de capacidad encontrada es como sigue: el desplazamiento en el tope es de 7.16 cm frente a 1247.58 ton de fuerza cortante. Como se muestra en la figura N° 91.

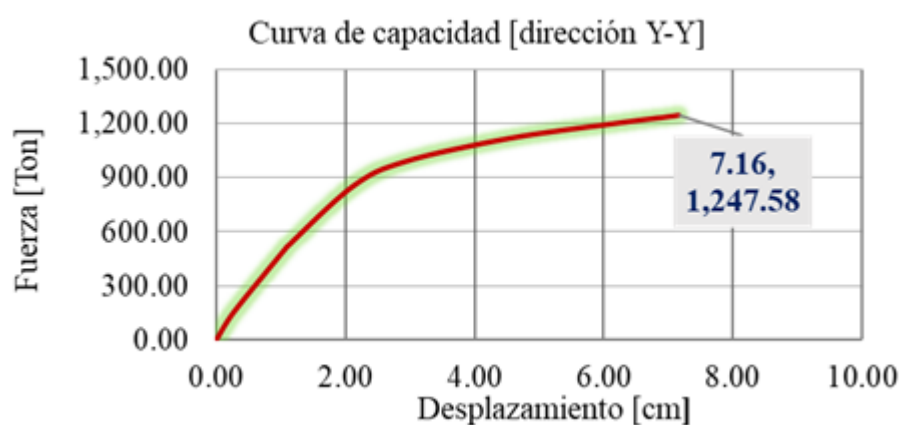


Figura N° 95: Curva de capacidad para el Pushover de Modo 02.

Fuente: Elaboración propia

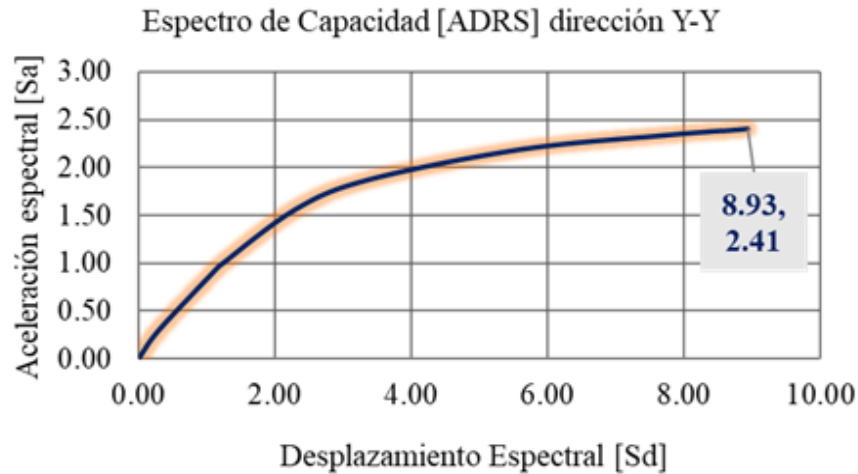


Figura N° 96: Espectro de capacidad para el Pushover de Modo 02.

Fuente: Elaboración propia

El espectro de capacidad de la estructura en el sentido transversal, (dirección Y-Y), para el Pushover de Modo 02, que se ha encontrado es: desplazamiento espectral (Sd) de 8.93 y la aceleración espectral (Sa) de 2.41.

4.1.2.2. Elaboración del Espectro de demanda sísmica para la estructura a través del método espectro de capacidad.

A partir del espectro de diseño estándar, teniendo en cuenta que las aceleraciones producidas que son para el análisis no lineal se usaron con el coeficiente de reducción sísmica $R = 1$, los cuales se suponen la incursión en rango elástico de la estructura se han utilizado en el análisis que se muestra en la en la figura N 493, se han realizado la conversión.

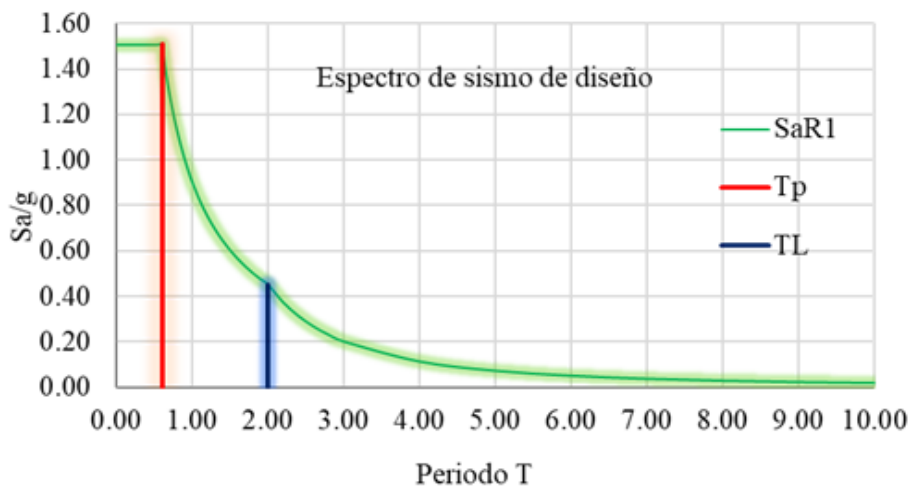


Figura N° 97: Espectro de elástico de análisis.

Fuente: Elaboración Propia

Para definir los niveles de amenaza sísmica para cada nivel de demanda se utilizaron las ecuaciones que más adelante se desarrollan.

a. Sismo de diseño

ocurrencia de nivel de movimiento sísmico con la probabilidad de 10% de excedencia en un periodo de 50 años, cuyo periodo de retorno es de 475 años. Este tipo de sismo es considerado como sismo raro, con una intensidad suave a fuerte por lo que puede suceder a lo mucho una vez en la vida útil de la estructura.

El sismo de diseño se define de la siguiente manera:

$$P_{\text{diseño}} = 0.10 \quad \text{Probabilidad de excedencia 10\%}$$

$$t = 50 \quad \text{Vida útil (Años)}$$

$$a_{\text{diseño}} = 0.30g \quad \text{Aceleración del Sismo de diseño}$$

Periodo de Retorno

$$T_{\text{diseño}} = \frac{-t}{\ln(1 - P_{\text{diseño}})} = 475.561$$

b. Sismo de servicio

Ocurrencia de nivel de movimiento sísmico con la probabilidad de 50% de excedencia en un periodo de 50 años, cuyo periodo de retorno es de 75 años. Este tipo de sismo es considerado como sismo frecuente por lo que puede suceder muchas veces en la vida útil de la estructura.

El sismo de servicio se define de la siguiente manera:

$$P_{\text{servicio}} = 0.50 \quad \text{Probabilidad de excedencia 50\%}$$

$$T_{\text{servicio}} = 50 \quad \text{Vida útil (Años)}$$

$$T_{\text{servicio}} = \frac{-t}{\ln(1 - P_{\text{servicio}})} = 72.135 \quad \text{Periodo de Retorno}$$

$$a_{servicio} = \left(\frac{T_{servicio}}{T_{diseño}} \right)^{0.4} * a_{diseño} = 1.385$$

$$F_{servicio} = \frac{a_{servicio}}{a_{diseño}} = 0.471$$

c. Sismo máximo

Ocurrencia de nivel de movimiento sísmico con probabilidad de entre 2% y 5% de excedencia en un periodo de 50 años, cuyo periodo de retorno es de 975 y 2475 años. Este tipo de sismo máximo que puede recibir la estructura. Las estructuras esenciales son diseñadas para este tipo de sismo.

El sismo máximo se define de la siguiente manera:

$$P_{máximo} = 0.05 \quad \text{Probabilidad de excedencia 5\%}$$

$$T_{máximo} = 50 \quad \text{Vida útil (Años)}$$

$$T_{máximo} = \frac{-t}{\ln(1 - P_{máximo})} = 974.786 \quad \text{Periodo de Retorno}$$

$$a_{máximo} = \left(\frac{T_{máximo}}{T_{diseño}} \right)^{0.4} * a_{diseño} = 3.924$$

$$F_{máximo} = \frac{a_{máximo}}{a_{diseño}} = 1.334$$

Con fines prácticos, asumieron las siguientes fórmulas para las distintas amenazas sísmicas:

Para el sismo de servicio, se ha trabajado con una reducción en el 50% de la aceleración espectral como sigue. $0.5g \times Ao = (490m/s^2)Ao$

Para el sismo de diseño, se trabajó con la aceleración espectral al 100% sin reducción como se muestra en la siguiente: $1.00g \times Ao = (981m/s^2)Ao$

Para el sismo máximo, se ha trabajado con aceleración espectral amplificado por 32.5% como se muestra: $1.325g \times Ao = (1300m/s^2)Ao$

Tabla 50:

Resumen de definición de niveles de demanda sísmica.

Sismo	Vida útil	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno	Factor de conversión
Sismo de Servicio	50 años	50%	72 años	0.5
Sismo de Diseño	50 años	10%	475 años	1.00
Sismo Máximo	100 años	10%	970 años	1.30

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 50 se muestran los espectros estándar para los niveles de demanda sísmica del sismo de servicio, sismo de diseño, y sismo máximo que luego hacer la conversión en espectro de demanda en formato ADRS.

Tabla 51:

Espectros estándar para cada nivel de demanda sísmica.

Sismo de Servicio		Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
T (s)	Sa	T (s)	Sa	T (s)	Sa
0.00	0.7547	0.00	1.5094	0.00	1.9622
0.10	0.7547	0.10	1.5094	0.10	1.9622
0.20	0.7547	0.20	1.5094	0.20	1.9622
0.30	0.7547	0.30	1.5094	0.30	1.9622
0.40	0.7547	0.40	1.5094	0.40	1.9622
0.50	0.7547	0.50	1.5094	0.50	1.9622
0.60	0.7547	0.60	1.5094	0.60	1.9622
0.70	0.6469	0.70	1.2938	0.70	1.6819
0.80	0.5660	0.80	1.1320	0.80	1.4716
0.90	0.5031	0.90	1.0063	0.90	1.3081
1.00	0.4528	1.00	0.9056	1.00	1.1773
1.20	0.3773	1.20	0.7547	1.20	0.9811
1.40	0.3234	1.40	0.6469	1.40	0.8409
1.60	0.2830	1.60	0.5660	1.60	0.7358
1.80	0.2516	1.80	0.5031	1.80	0.6541
2.00	0.2264	2.00	0.4528	2.00	0.5887
3.00	0.1006	3.00	0.2013	3.00	0.2616
4.00	0.0566	4.00	0.1132	4.00	0.1472
5.00	0.0362	5.00	0.0725	5.00	0.0942
6.00	0.0252	6.00	0.0503	6.00	0.0654
7.00	0.0185	7.00	0.0370	7.00	0.0481
8.00	0.0142	8.00	0.0283	8.00	0.0368
9.00	0.0112	9.00	0.0224	9.00	0.0291
10.00	0.0091	10.00	0.0181	10.00	0.0235

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N° 94 se presenta la representación gráfica de los espectros de Pseudo Aceleraciones estándar para los tres niveles de amenaza sísmica definidas para el análisis estático no lineal.

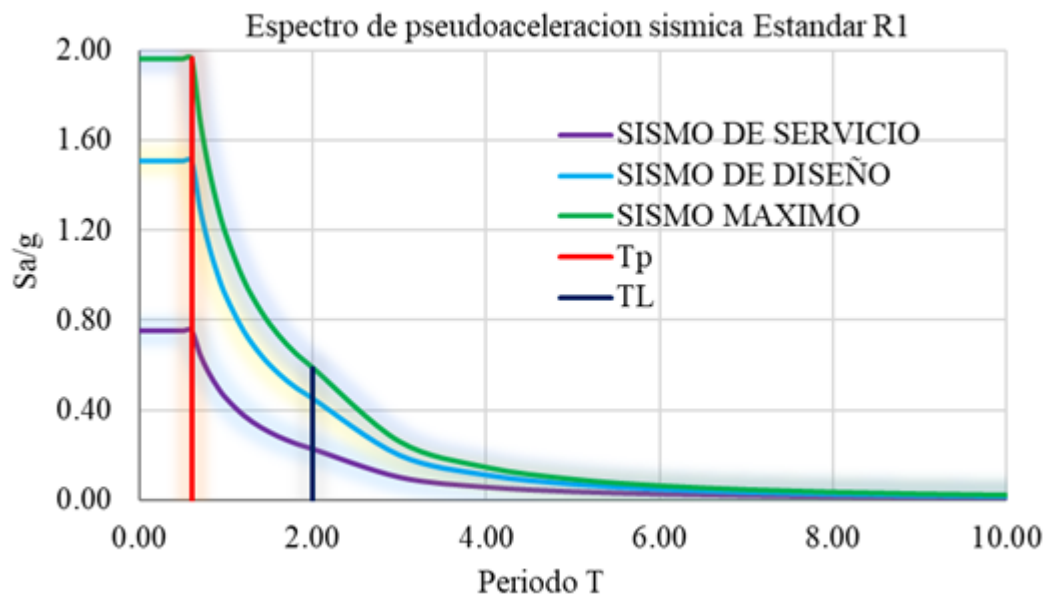


Figura N° 98: Espectros Estándar de pseudo aceleraciones para cada nivel de sismo.

Fuente: Elaboración propia

A través de la ecuación que se muestra a continuación se ha realizado la conversión de del espectro estándar en espectro de demanda en formato (ADRS) encontrando el desplazamiento espectral, porque el espectro de demanda está expresado por aceleración espectral S_{ai} Versus El desplazamiento espectral S_{di} , para los tres niveles de demandas sísmicas los cuales son el sino de servicio, el sismo de diseño y sismo máximo.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

En la tabla 52 se puede apreciar el resultado obtenidos de la operación realizada para la encontrar de los desplazamientos de espectrales y a la vez se muestra las aceleraciones espectrales para realizar la gráfica de la figura N° 95 donde se puede ver el espectro de demanda para las demandas de sismo de servicio, sesmo de diseño y sismo máximo, a manera de resumen, en el eje horizontal se puede ver los valores de desplazamiento espectral y en el eje vertical n es la aceleración espectral. Los cuales están listos para interactuar en el espectro de capacidad que se desarrolló anteriormente.

Tabla 52:

Desplazamientos espectrales y aceleraciones espectrales para cada nivel de demanda sísmica.

Sismo de Servicio		Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
S _d	S _a	S _d	S _a	S _d	S _a
0.0000	0.7547	0.0000	1.5094	0.0000	1.9622
0.1720	0.7547	0.3751	1.5094	0.4970	1.9622
0.6882	0.7547	1.5003	1.5094	1.9881	1.9622
1.5484	0.7547	3.3756	1.5094	4.4733	1.9622
2.7528	0.7547	6.0010	1.5094	7.9524	1.9622
4.3012	0.7547	9.3766	1.5094	12.4257	1.9622
6.1937	0.7547	13.5023	1.5094	17.8930	1.9622
7.2260	0.6469	15.7527	1.2938	20.8752	1.6819
8.2583	0.5660	18.0031	1.1320	23.8573	1.4716
9.2906	0.5031	20.2535	1.0063	26.8395	1.3081
10.3229	0.4528	22.5039	0.9056	29.8217	1.1773
12.3875	0.3773	27.0047	0.7547	35.7860	0.9811
14.4520	0.3234	31.5055	0.6469	41.7503	0.8409
16.5166	0.2830	36.0062	0.5660	47.7147	0.7358
18.5812	0.2516	40.5070	0.5031	53.6790	0.6541
20.6458	0.2264	45.0078	0.4528	59.6433	0.5887
20.6458	0.1006	45.0078	0.2013	59.6433	0.2616
20.6458	0.0566	45.0078	0.1132	59.6433	0.1472
20.6458	0.0362	45.0078	0.0725	59.6433	0.0942
20.6458	0.0252	45.0078	0.0503	59.6433	0.0654
20.6458	0.0185	45.0078	0.0370	59.6433	0.0481
20.6458	0.0142	45.0078	0.0283	59.6433	0.0368
20.6458	0.0112	45.0078	0.0224	59.6433	0.0291
20.6458	0.0091	45.0078	0.0181	59.6433	0.0235

Fuente: Elaboración Propia

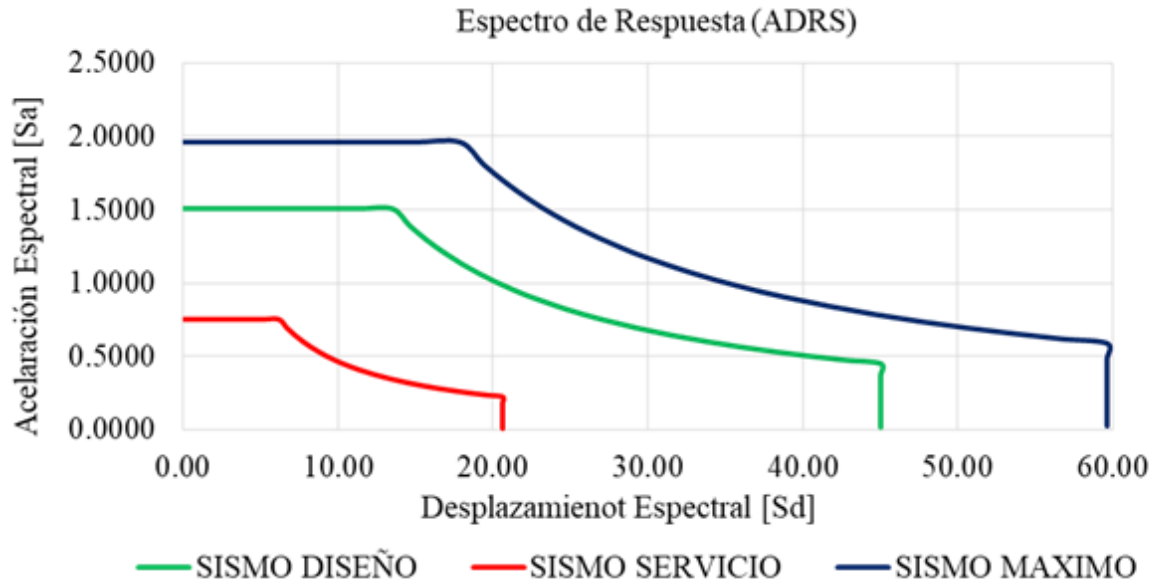


Figura N° 99: Espectro de demanda (ADRS) para diferentes demandas sísmicas.

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.3. Determinación la ductilidad de la estructura

La determinación de la ductilidad de la estructura para la presente investigación está basada en el código ATC-40 y FEMA 440, de los cuales está representado en la tabla 53, lo cual clasifica en tres niveles. Para reacciones controladas por la deformación cuando la ductilidad sea dúctil, es decir que la relación carga – deformación (la división desplazamiento máximo entre el desplazamiento cedente) deberá ser mayor a 2, porque cuando sea menor la ductilidad sea menor a 2 estará clasificada en la estructura una estructura frágil, que muy probablemente la estructura no incursionará en el rango inelástico. A través de la ecuación que define ATC-40 se ha podido obtener la ductilidad de la estructura.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Donde:

μ : Ductilidad del sistema

Δ_d : Punto del desplazamiento último

Δ_y : Punto del desplazamiento cedente

Tabla 53:

Clasificación de la ductilidad según ATC-40.

Máximo valor de la ductilidad de desplazamiento	Clasificación
< 2	Demanda de ductilidad Baja
2 a 4	Demanda de ductilidad moderada
> 4	Demanda de ductilidad alta

Fuente: ATC-40.

A partir de la curva de capacidad, se ha logrado realizar un modelo bilineal del método de los coeficientes de desplazamiento de FEMA 440, para los patrones de carga de: Pushover de Modo 01 en la dirección longitudinal y Pushover de Modo 02 en la dirección Transversal como se muestran en las figuras que a continuación se presentan:

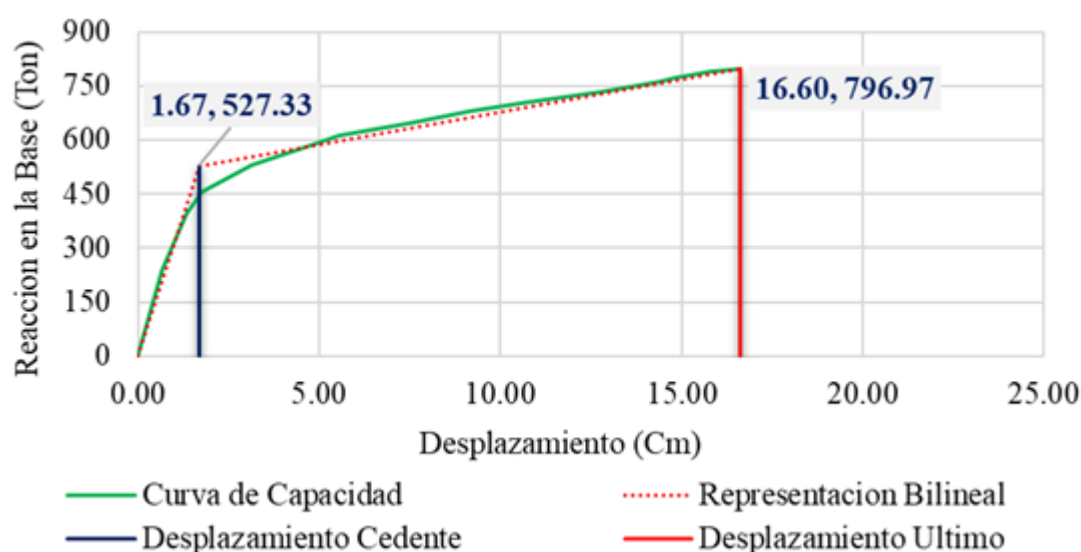


Figura N° 100: Representación Bilineal del espectro de capacidad para Pushover de Modo 01.

Fuente: Elaboración propia

Ductilidad longitudinal

$$\mu_{xx} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{16.60}{1.67} = 9.94$$

Para el pushover de Modo 01 en la dirección longitudinal, con la ayuda de la asistencia del SAP2000, se ha encontrado la relación de la ductilidad, el desplazamiento último 16.70 cm, el desplazamiento cedente: 1.70 cm, por lo cual se ha obtenido la ductilidad de la estructura realizando la división del desplazamiento último entre el desplazamiento cedente, como resultado la ductilidad es de 9.82 una ductilidad alta.

Sobrerresistencia longitudinal

$$SR_{xx} = \frac{V_d}{V_y} = \frac{796.97}{527.33} = 1.51$$

La sobrerresistencia de la estructura en el sentido transversal para el Pushover de Modo 01 se encontró a partir fuerza cortante último es de 796.97ton y la fuerza cortante de cedencia es de 527.33ton como resultado de la sobrerresistencia es de 1.22.

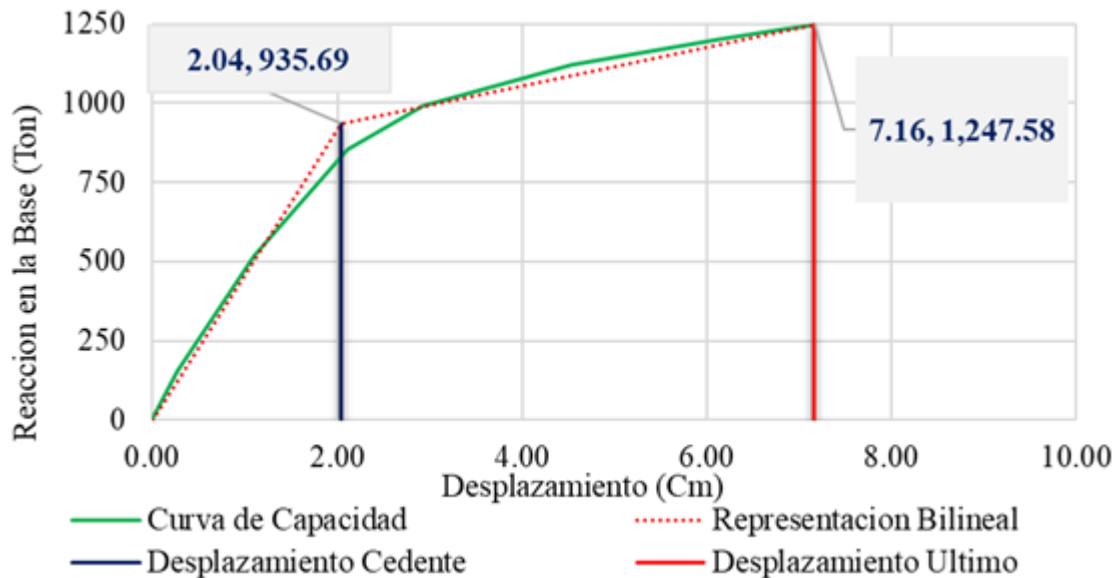


Figura N° 101: Representación Bilineal del espectro de capacidad para Pushover de Modo 02.

Fuente: Elaboración propia

Ductilidad transversal

$$\mu_{xx} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{7.16}{2.04} = 3.51$$

Para el Pushover de Modo 02 en la dirección transversal, con la ayuda de la asistencia del SAP2000, se ha encontrado la relación de la ductilidad, el desplazamiento último 7.15 cm, el desplazamiento cedente: 2.00 cm, por lo cual se ha obtenido la ductilidad de la estructura realizando la división del desplazamiento último entre el desplazamiento cedente, como resultado la ductilidad es de 3.58 una ductilidad moderada.

Sobrerresistencia transversal

$$SR_{xx} = \frac{V_d}{V_y} = \frac{1247.58}{935.69} = 1.33$$

La sobrerresistencia de la estructura en el sentido Longitudinal para el Pushover de Modo 02 se encontró a partir fuerza cortante último es de 1247.58ton y la fuerza cortante de cedencia es de 935.69ton como resultado de la sobrerresistencia es de 1.33.

Para una mejor comprensión de los resultados de ductilidad de la estructura en ambos sentidos, se presenta la tabla 4.13 un cuadro a manera de resumen de los resultados de que se han encontrado.

Tabla 54:

Resumen de la ductilidad de la estructura.

Dirección	Ductilidad	Observación
Longitudinal	9.94	Ductilidad Alta
Transversal	3.51	Ductilidad Moderada

Fuente: Elaboración propia

Para el sentido longitudinal la ductilidad es 9.94, que está dentro de una clasificación de ductilidad alta, es decir, el desempeño de la estructura en el sentido longitudinal presumiblemente es muy buena. Para el sentido transversal la ductilidad es 3.51, cuya clasificación es una ductilidad moderada.

4.1.2.4. Determinación del punto de desempeño a través del método con el espectro de capacidad.

A través del método del espectro de capacidad (FEMA 440), se han encontrado los resultados del desempeño estructural para las demandas de; sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, para que los resultados sean más reales se aplicaron las fuerzas laterales estáticas y las fuerzas provenientes de los dos primeros modos de vibración. luego para el método FEMA-440.

Después de la realización del análisis estático no lineal se determinan los puntos de desempeño para las diferentes amenazas sísmicas: Sismo de servicio, sismo de diseño y el sismo máximo, en los cuales se evaluaron las coordenadas del punto de desempeño. para ello en solución integrada para el análisis estructural y el diseño (SAP2000 V 21) se pueden visualizar el *performance point* donde se pueden encontrar las relaciones de: cortante basal versus desplazamiento (V, D), Aclaración espectral versus desplazamiento espectral (Sa, Sd) y el periodo efectivo versus amortiguamiento efectivo (Teff, Beff).

A continuación, se presenta los resultados del desempeño estructural sísmico obtenidos con el método de espectro de capacidad bajo la normativa FEMA – 440 se presenta los resultados del desempeño sísmico para Pushover de Modo 01 y Pushover de Modo 02, para los niveles *sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo* los resultados son la fuerza cortante V(Ton),

el desplazamiento Δ (cm), aceleración espectral de S_a (g), desplazamiento espectral S_d (cm) Periodo T_{sec} (seg), la demanda de ductilidad de μ , el periodo secante de T (Seg), el amortiguamiento efectivo de B_{eff} , se presentan a continuación.

Tabla 55:

Datos de desempeño sísmico para sismo de Máximo Push Mod 01 [FEMA-440].

Dirección	Sismo	V (Ton)	Δ (cm)	S_a (g)	S_d (cm)	T_{sec} (seg)	μ	T (Seg)	B_{eff}
X	Servicio	429.1	1.567	0.63	1.155	0.27	2.20	0.091	1.084
	Diseño	607.5	5.921	0.90	4.377	0.441	4.75	0.202	0.919
	Máximo	736.3	12.023	1.09	9.656	0.597	9.17	0.204	0.843

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56:

Datos de desempeño sísmico para sismo de Máximo Push Mod 02 [FEMA-440].

Dirección	Sismo	V(Ton)	Δ (cm)	S_a (g)	S_d (cm)	T_{sec} (seg)	μ	T (Seg)	B_{eff}
Y	Servicio	586.95	1.303	1.09	1.41	0.226	3.97	0.194	2.439
	Diseño	936.20	2.607	1.75	2.95	0.259	3.79	0.192	1.785
	Máximo	1015.85	3.245	1.94	3.82	0.279	3.82	0.193	1.502

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta en la tabla 57 los resultados del desempeño estructural en base a las derivas totales en el sentido longitudinal, para los patrones de cargas de Pushover de modo 01, para la demanda de sismo de servicio el nivel de desempeño es de ocupación inmediata, para la demanda de sismo de diseño el nivel de desempeño es de ocupación inmediata y para la demanda del sismo máximo el nivel de desempeño es de ocupación inmediata.

Tabla 57:

Resumen del desempeño estructural para el sentido longitudinal [FEMA-440].

Patrón de fuerza	Demanda sísmica	V(Ton)	Δ (cm)	H(cm)	μ	Deriva elástico	Deriva inelástico	Deriva total	Desempeño
Mod. 01	Servicio	429.14	1.567	1145	2.041	0.0007	0.0007	0.0014	Ocupación Inmediata
	Diseño	617.556	5.921	1145	4.75	0.0011	0.00408	0.0052	Ocupación Inmediata
	Máxima	736.341	13.02	1145	9.173	0.0012	0.01013	0.0114	Operacional

Fuente: Elaboración propia

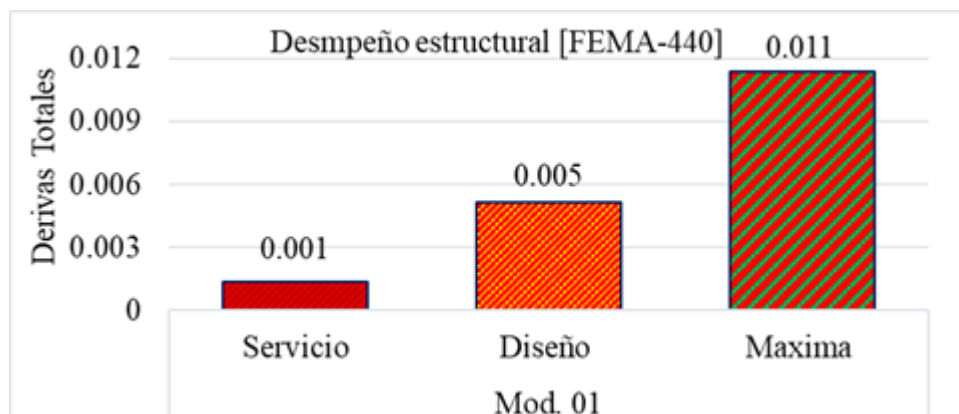


Figura N° 102: Resumen de las derivas totales para el sentido longitudinal [FEMA-440].

Fuente: Elaboración propia

Tabla 58:

Resumen del desempeño estructural para el sentido transversal [FEMA-440].

Patrón de fuerza	Demanda sísmica	V(Ton)	Δ (cm)	H (cm)	μ	Deriva elástico	Deriva inelástico	Deriva total	Desempeño
Mod.02	Servicio	586.95	1.303	1145	3.968	0.0003	0.00085	0.0011	Ocupación Inmediata
	Diseño	936.206	2.607	1145	3.789	0.0006	0.00168	0.0023	Ocupación Inmediata
	Máxima	1015.85	3.245	1145	3.82	0.0007	0.00209	0.0028	Ocupación Inmediata

Fuente: Elaboración propia

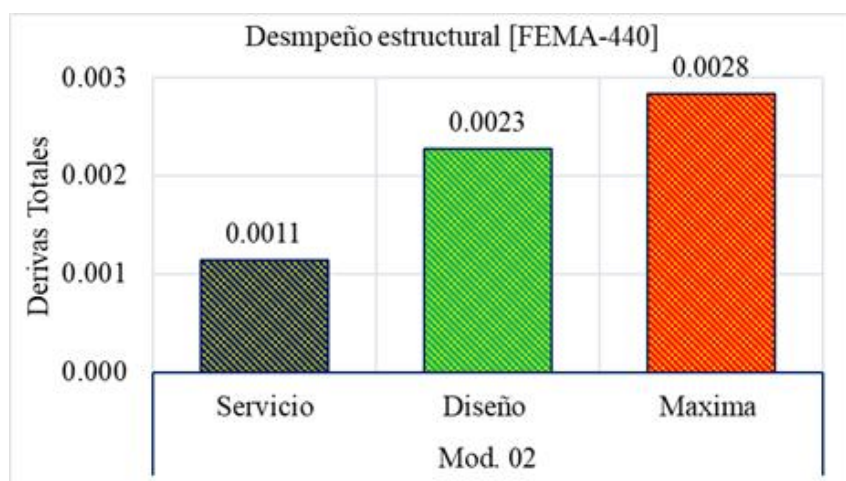


Figura N° 103: Resumen de las derivas totales para el sentido transversal [FEMA-440].

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 58 los resultados del desempeño estructural en base a las derivas totales en el sentido longitudinal, para los patrones de cargas de Pushover de fuerza lateral Y-Y., y Pushover

de modo 02, para la demanda de sismo de servicio el nivel de desempeño es de ocupación inmediata, para la demanda de sismo de diseño el nivel de desempeño es de ocupación inmediata y para la demanda del sismo máximo el nivel de desempeño es de ocupación inmediata.

Resumen general de resultados

A manera de resumen general se presenta la figura N° 100 las distorsiones de entrepiso máximas y para las demandas de los tres niveles de sismo y bajo la normativa FEMA-440 en la dirección longitudinal.

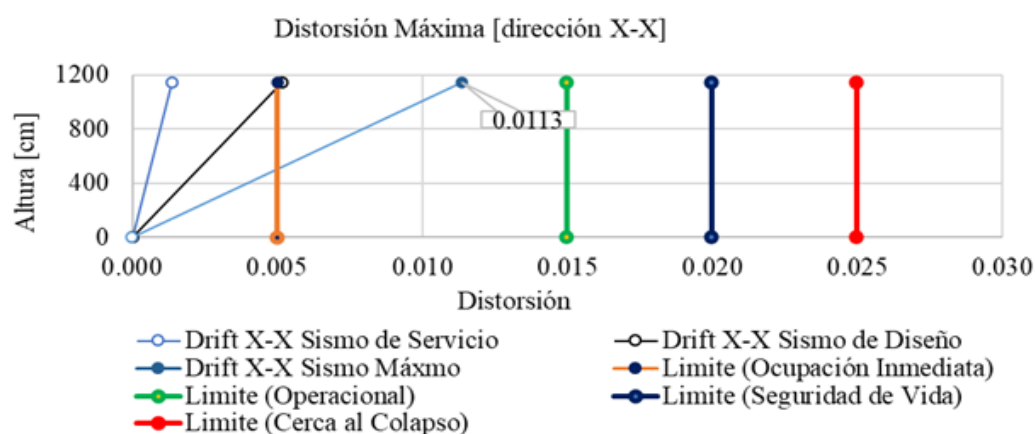


Figura N° 104: Distorsiones máximas para sentido longitudinal y comparación con los límites.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 101 se puede ver las curvas del espectro de demandas que intersectan con la curva de espectro de capacidad, las demandas sísmicas son para las fuerzas de Modo 01, para la normativa la normativa FEMA – 440.

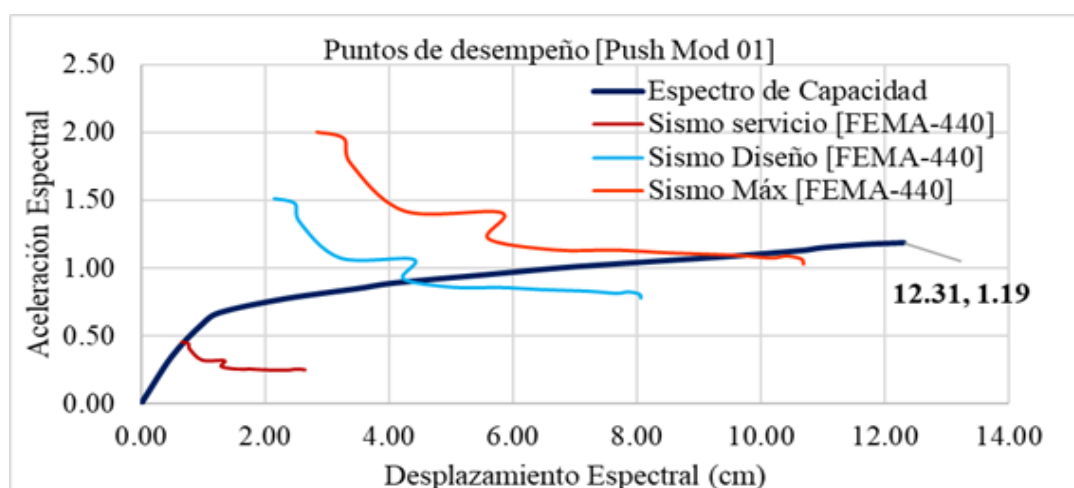


Figura N° 105: Puntos de desempeño para los tres niveles demanda sísmica Push Mod. 01.

Fuente: Elaboración propia

De igual manera de resumen general se presenta la figura N° 102 las distorsiones máximas y para las demandas de los tres niveles de sismo y bajo las normativas de ATC-40 y FEMA-440 en la dirección Transversal.

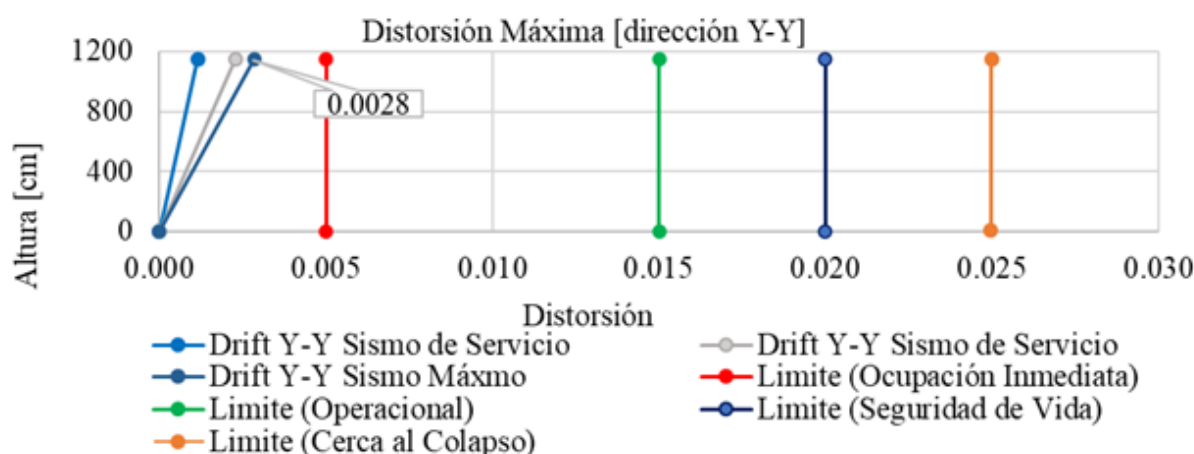


Figura N° 106: Distorsiones máximas para sentido transversal y comparación con los límites.

Fuente: Elaboración propia

En las figuras N° 103 se puede ver las curvas del espectro de demandas que intersectan con la curva de espectro de capacidad, las demandas sísmicas son para pushover de Modo 02, con el método FEMA – 440.

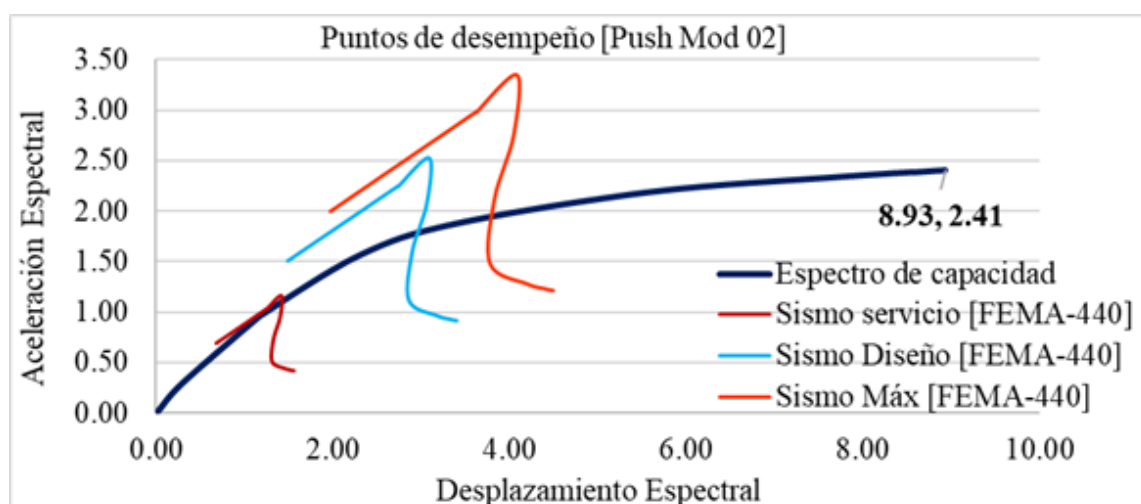


Figura N° 107: Puntos de desempeño para los tres niveles de sismo Push Mod 02.

Fuente: Elaboración propia

4.2. Discusión

De la investigación se desarrolla la determinación del desempeño estructural sísmica, a través del método de espectro de capacidad. Se han empleado metodología definidas por las normativas de ATC – 40 y FEMA – 440, se han empleado los patrones de carga de: Fuerzas de Modo 01 y Fuerza de Modo 02, de manera que pueda permitir una mejor apreciación de los resultados, y llegar a las conclusiones certeras. la investigación se ha realizado partir de la edificación existente, que es clasificada como una edificación esencial en la norma de diseño sismorresistente E.030 peruana, el objetivo de esperado del desempeño estructural para las demandas de sismo de servicio, diseño y sismo máximo sean el nivel de ocupación inmediata para los dos primero y el nivel de operacional para el último.

4.2.1. Para la determinación de espectro de capacidad:

A partir de la curva de capacidad encontrada se determinó el espectro de capacidad en formato ADRS, a través del método de espectro de capacidad enmarcado en la normativa ATC – 40 con las mejoras de FEMA – 440, en la tabla 59 se presenta la correlación de la curva de capacidad con el espectro de capacidad.

Tabla 59:

Comparación de la curva de capacidad con el espectro de capacidad.

Dirección	Curva de Capacidad		Espectro de Capacidad [ADRS]	
	Fuerza [Ton]	Desplazamiento [cm]	Aceleración espectral [S_a]	Desplazamiento Espectral [S_d]
Dirección X-X	796.97	16.60	1.19	12.31
Dirección Y-Y	1247.58	7.16	2.41	8.93

Fuente: Elaboración propia

Para la curva de capacidad en la dirección X-X la fuerza de cortante basal es de 796.97 Ton frente a 16.6 cm en la el espectro de Capacidad se tiene 1.19 de aceleración espectral frente a 12.3 de desplazamiento espectral.

En la dirección Y-Y la fuerza de cortante basal es de 1247.58 Ton frente a 7.16 cm en la el espectro de Capacidad se tiene 2.41 de aceleración espectral frente a 8.93 de desplazamiento espectral.

Análisis: Mientras la fuerza cortante sea alta la aceleración espectral será mayor por otro lado mientras el desplazamiento es mayor el desplazamiento espectral será mayor.

4.2.2. Para la elaboración del espectro de demanda:

A partir del espectro de diseño estándar que se muestra en la tabla 60 se ha elaborado la conversión del espectro de demanda:

Tabla 60:

Resumen de espectro de diseño estándar para los sismos de servicio, diseño y Máximo.

Sismo de Servicio		Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
T (s)	S _a	T (s)	S _a	T (s)	S _a
0.00	0.7547	0.00	1.5094	0.00	1.9622
10.00	0.0091	10.00	0.0181	10.00	0.0235

Fuente: Elaboración propia

Tabla 61:

Comparación de espectros de demanda entre los sismos de Servicio, Diseño y Máximo.

Sismo de Servicio		Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
S _d	S _a	S _d	S _a	S _d	S _a
0.00	0.7547	0.00	1.5094	0.00	1.9622
20.65	0.0091	45.01	0.0181	59.64	0.0235

Fuente: Elaboración propia

Para el sismo de servicio se tienen 20.65 cm de desplazamiento espectral frente a 0.0091 de aceleración espectral, para el sismo de diseño se hay 45.01 cm de desplazamiento espectral frente a 0.0181 de aceleración espectral y para el sismo máximo hay 59.64 cm de desplazamiento espectral frente a 0.0235 de aceleración espectral.

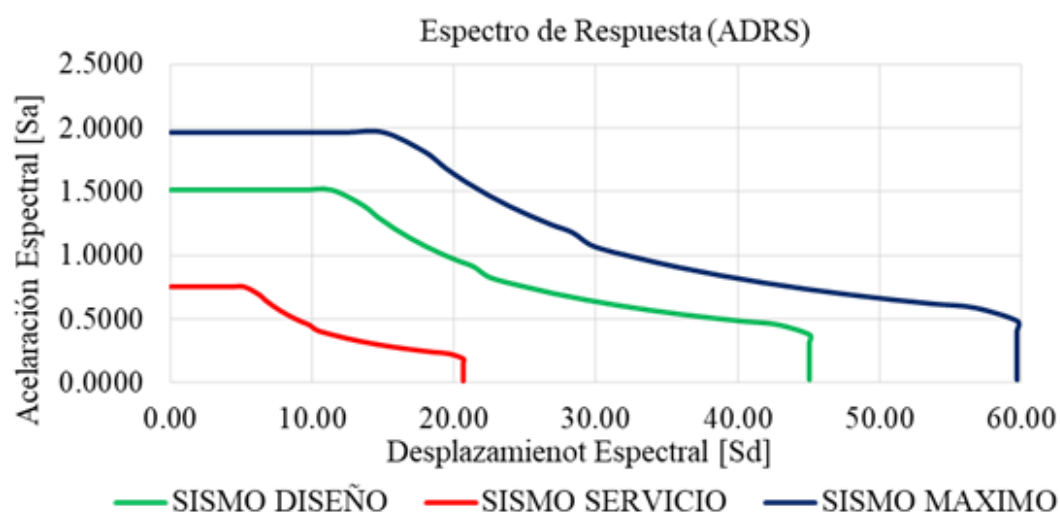


Figura N° 108: Comparación de espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo.

Análisis: a medida que aumenta la intensidad de la demanda sísmica se observa que se requiere mayor ductilidad para el espectro de capacidad de la estructura. Porque el desplazamiento espectral requerido es mayor según la figura N° 104.

4.2.3. Para la determinación de la ductilidad de la estructura:

En la determinación de la ductilidad de la estructura se ha empleado el método de los coeficientes de desplazamiento establecido en la norma ASCE/SEI 41 – 17, como se encuentra en la tabla 62.

Tabla 62:

Ductilidad de la estructura para las direcciones longitudinal y Transversal.

Dirección	Tipo de fuerza	Ductilidad	Observación
Longitudinal	Push. Mod 01	9.94	Ductilidad Alta
Transversal	Push. Mod 02	3.51	Ductilidad Moderada

Fuente: Elaboración propia

En la dirección longitudinal el sistema estructural de la edificación es sistema a dual de concreto armado y la ductilidad de la estructura para el sentido X-X es alta, mientras que en la dirección transversal el sistema estructural es mixta (pórticos de concreto armado y albañilería confinada), la ductilidad de la estructura para el sentido Y-Y es moderado.

Análisis: Cuando el sistema estructural es de concreto armado será más dúctil que el sistema mixto, es decir el cuándo la estructura es de concreto armado tendrá mayor capacidad de deformarse frente a las sollicitaciones laterales mientras que cuando la estructura es mixta que contiene albañilería confinada será más frágil frente a las cargas sísmicas de mayor intensidad.

4.2.4. Para la determinación de los puntos de desempeño

Tabla 63:

Punto de desempeño sísmico para los tres sismos Push Mod 01 [FEMA-440].

Dirección	Sismo	V(Ton)	Δ (cm)	Sa(g)	Sd (cm)	Tsec(seg)	μ	T (Seg)	Beff
X	Servicio	429.14	1.567	0.63	1.155	0.27	2.20	0.09	1.08
	Diseño	607.55	5.921	0.90	4.377	0.441	4.75	0.20	0.91
	Máximo	736.34	12.02	1.09	9.656	0.597	9.17	0.20	0.84

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64:

Punto de desempeño sísmico para los tres sismos Push Mod 02 [FEMA-440].

Dirección	Sismo	V (Ton)	Δ (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Tsec (seg)	μ	T (Seg)	Beff
Y	Servicio	586.95	1.303	1.09	1.41	0.226	3.968	0.194	2.43
	Diseño	936.20	2.607	1.75	2.96	0.259	3.789	0.192	1.78
	Máximo	1015.83	3.245	1.94	3.82	0.279	3.82	0.193	1.50

Fuente: Elaboración propia

Para la demanda sísmica de sismo máximo, se tiene los siguientes resultados:

Desplazamiento total máximo de **1.567 cm**, sentido X-X, de **1.303 cm** en sentido de Y-Y para el sismo de servicio.

Desplazamiento total máximo de **5.921 cm**, sentido X-X, de **2.607 cm** en sentido de Y-Y para el sismo de diseño.

Desplazamiento total máximo de **12.023 cm**, sentido X-X, de **3.245 cm** en sentido de Y-Y para el sismo máximo.

4.2.5. Evaluación de desempeño estructural de la edificación.

Tabla 65:

Desempeño estructural en el sentido Longitudinal [ATC-40].

Patrón de fuerza	Demanda sísmica	Deriva elástico	Deriva inelástico	Deriva total	Nivel de Desempeño	Objetivo de desempeño
Mod. 01	Servicio	0.0007	0.0007	0.0014	Ocupación Inmediata	Ok
	Diseño	0.0011	0.00408	0.0052	Ocupación Inmediata	Ok
	Máxima	0.0012	0.01013	0.0114	Operacional	Ok

Fuente: Elaboración propia

Las Distorsiones totales en el sentido X-X son las siguientes: para la el **sismo de servicio 0.0014**, el desempeño estructural es ocupación inmediata y cumple con el objetivo crítico de desempeño, para el **sismo de diseño 0.0052** el desempeño estructural es de ocupación inmediata también cumple con el objetivo crítico de desempeño, **para el sismo máximo es 0.0114**, el desempeño estructural es operacional, también cumple con el objetivo crítico de desempeño

Tabla 66:

Desempeño estructural en el sentido transversal [ATC-40].

Patrón de fuerza	Demanda sísmica	Deriva elástico	Deriva inelástico	Deriva total	Desempeño	Objetivo de desempeño
Mod.02	Servicio	0.0003	0.00085	0.0011	Ocupación Inmediata	Ok
	Diseño	0.0006	0.00168	0.0023	Ocupación Inmediata	Ok
	Máxima	0.0007	0.00209	0.0028	Ocupación Inmediata	Ok

Fuente: Elaboración propia

Las Distorsiones totales en el sentido Y-Y Son las siguientes: para la el **sismo de servicio 0.0011**, el desempeño estructural es ocupación inmediata y cumple con el objetivo crítico de desempeño, para el **sismo de diseño 0.0023**, el desempeño estructural es de ocupación inmediata también cumple con el objetivo crítico de desempeño, **para el sismo máximo es 0.0028**, el desempeño estructural es también de ocupación inmediata, también cumple con el objetivo crítico de desempeño

4.2.6. Relación entre las demandas sísmicas y los niveles de desempeño

Se busca encontrar el Coeficiente de Correlación Pearson con la siguiente ecuación:

$$r = \frac{S_{XY}}{S_x * S_y}$$

Donde r= Coeficiente de correlación

S_{xy} : Varianza de las variables X, y Y

S_x : Desviación Estándar de X

S_y : Desviación Estándar de Y

Tabla 67:

Significado de los valores de correlación de Pearson.

Valor	Significado
-1.00	Correlación negativa perfecta
-0.90 a -0.99	Correlación negativa muy alta
-0.70 a -0.89	Correlación negativa alta
-0.40 a -0.69	Correlación negativa moderada
-0.20 a -0.39	Correlación negativa baja
-0.01 a -0.19	Correlación negativa muy baja
0	Correlación nula
0.01 a 0.19	Correlación positiva muy baja
0.20 a 0.39	Correlación positiva baja
0.40 a 0.69	Correlación positiva moderada
0.70 a 0.89	Correlación positiva alta
0.90 a 0.99	Correlación positiva muy alta
1.00	Correlación positiva perfecta

Se realizaron correlación de Pearson para los datos entre las derivas totales del sentido longitudinal y en el sentido transversal, para ver qué relación existe entre los resultados obtenidos para ambos sentidos.

Tabla 68:

Niveles de desempeño sentido longitudinal.

Demanda sísmica	Deriva total	Nivel de Desempeño
Servicio	0.0014	Ocupación Inmediata
Diseño	0.0052	Ocupación Inmediata
Máxima	0.0114	Operacional

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69:

Niveles de desempeño sentido transversal.

Demanda sísmica	Deriva total	Desempeño
Servicio	0.0011	Ocupación Inmediata
Diseño	0.0023	Ocupación Inmediata
Máxima	0.0028	Ocupación Inmediata

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 105 se presenta la representación gráfica de la de dispersión de los datos de correlación en estudio.

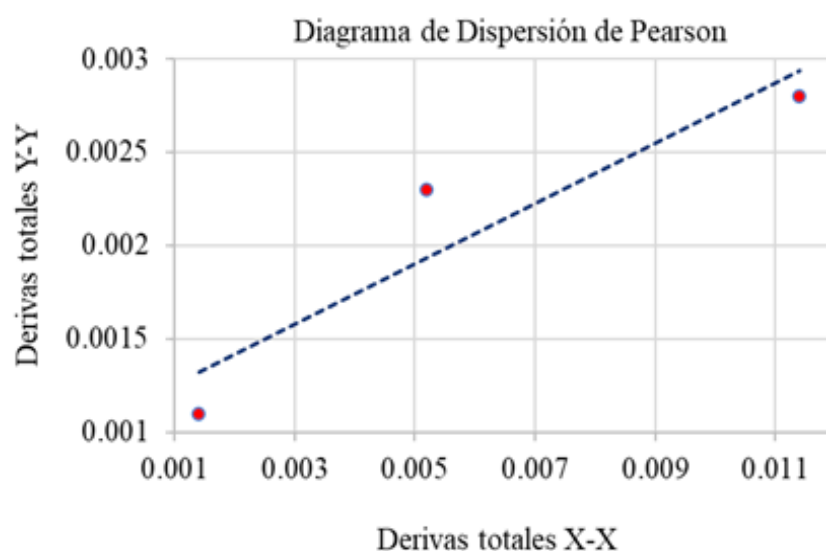


Figura N° 109: Diagrama de Dispersión de Pearson

A continuación, se presenta el resultado de la correlación de Pearson después de aplicar las fórmulas.

Tabla 70:

Tabla de correlación de Pearson.

	<i>Deriva total X-X</i>	<i>Deriva total Y-Y</i>
Deriva total X-X	1	0.932
Deriva total Y-Y	0.932	1

Interpretación: el resultado 0.93 esto equivale a una correlación positiva muy alta.

Mientras mayor es la demanda sísmica el nivel de desempeño en el sentido transversal (Y-Y) sea mayor aumentará el valor del desempeño en el sentido longitudinal, es decir que cuando la intensidad de la demanda sísmica sea más grande, mayor será el daño estructural de la edificación.

4.2.7. Validación de la hipótesis

Para las muestras de las pruebas de laboratorio de resistencia a compresión de concreto se han tomado dos grupos de elementos los cuales son el grupo de vigas y el grupo de columnas como se muestra en la siguiente tabla

Tabla 71:

Muestras de las pruebas de resistencia de concreto.

Muestras del Grupo 1			Muestras del Grupo 2		
Nº	Elemento	Columnas F'c (kg/cm2)	Nº	Elemento	Vigas F'c (kg/cm2)
01	Columna C-1	419.1	01	Viga V-101	242.69
02	Columna C-5	250.34	02	Viga V-103	259.52
03	Columna C-2	197.32	03	Viga V-102	220.77
04	Columna C-3	354.86	04	Viga V-303	380.56
05	Columna C-4	387.6	05	Viga V-302	250.14

Se pretende comprobar si existe variación de las los promedios de resistencia a la compresión de concreto obtenidos en las muestras del grupo 1 y el grupo 2.

Prueba de t de student para dos pruebas independientes con varianzas iguales

Formulación de Hipótesis

Hipótesis nula H_0 = no existe diferencia entre las resistencias a compresión de concreto de las vigas y las de columnas. $H_0: \mu_0 = \mu_1$

Hipótesis alterna H_1 = existe variación entre la resistencia a compresión de concreto de vigas y las de columnas. $H_1: \mu_0 \neq \mu_1$

Estadístico de prueba “t” con la siguiente fórmula

$$t = \frac{\overline{X}_1 - \overline{X}_2}{\sqrt{S^2 \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)}}$$

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} (X_i - \overline{X}_1)^2 + \sum_{j=2}^{n_2} (x_j - \overline{X}_2)^2}{n_1 + n_2 - 2}$$

Donde:

t: Estadístico t calculado

$\overline{X}_1, \overline{X}_2$: medias muestrales

S^2 : varianza común

n_1, n_2 : número de muestras 1 y 2

$Gl = n_1 + n_2 - 2$: Grados de libertad

$\alpha = 5\%$: Nivel de significancia

$t \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) * (n_1 + n_2 - 2)$: Valor Crítico

Procedimiento de cálculo de la prueba estadístico

Número de muestras

$$n_1 = 5$$

$$n_2 = 5$$

medias muestrales

$$\overline{X}_1 = \frac{419.1 + 250.34 + 197.32 + 354.86 + 387.6}{5} = 321.84$$

$$\overline{X}_2 = \frac{242.69 + 259.52 + 220.77 + 380.56 + 250.14}{5} = 270.74$$

Varianzas para cada muestra

$$s_1^2 = \frac{(419.1 - 321.84)^2 + (250.34 - 321.84)^2 + (197.32 - 321.84)^2 + (354.86 - 321.84)^2 + (387.6 - 321.84)^2}{5 - 1}$$

$$s_1^2 = 8872.92$$

$$s_2^2 = \frac{(242.69 - 270.74)^2 + (259.52 - 270.74)^2 + (220.77 - 270.74)^2 + (380.56 - 270.74)^2 + (250.14 - 270.74)^2}{5 - 1}$$

$$s_1^2 = 3973.62$$

Varianza común

$$s^2 = \frac{(5 - 1) * 8872.92 + (5 - 1) * 3973.62}{5 + 5 - 2} = 6423.27$$

Estadístico de prueba

$$t = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sqrt{S^2 \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)}} = \frac{321.84 - 270.74}{\sqrt{6423.27 * \left(\frac{1}{5} + \frac{1}{5} \right)}} = 1.008$$

Valor critico t cuando $\alpha= 5\%$: Nivel de significancia

α	0.25	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005
$t_{\alpha}(v)$	0.7064	1.3968	1.8595	2.3060	2.8965	3.3554
$-t_{\alpha}(v)$	-0.7064	-1.3968	-1.8595	-2.3060	-2.8965	-3.3554

A continuación, se presenta los resultados obtenidos después de haber realizado la prueba estadístico t, en la tabla 72

Tabla 72:

Resultados de la Prueba de t de Student.

	Columnas F'c (kg/cm2)	Vigas F'c (kg/cm2)
Media	321.844	270.736
Varianza	8872.92	3973.62
Observaciones	5	5
Varianza agrupada	6423.27	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	8	
Estadístico t	1.008	
P(T<=t) dos colas	0.343	
Valor crítico de t (dos colas)	2.306	

En la figura N° 106 se presenta la ilustración gráfica de los resultados de la prueba de t de student donde se aprecia el valor de t estadístico que es de 1.008, los valores críticos negativo y positivo son +2.306 y -2.306 respectivamente, las zonas de rechazo o error de la hipótesis nula la zona de aceptación de la hipótesis.

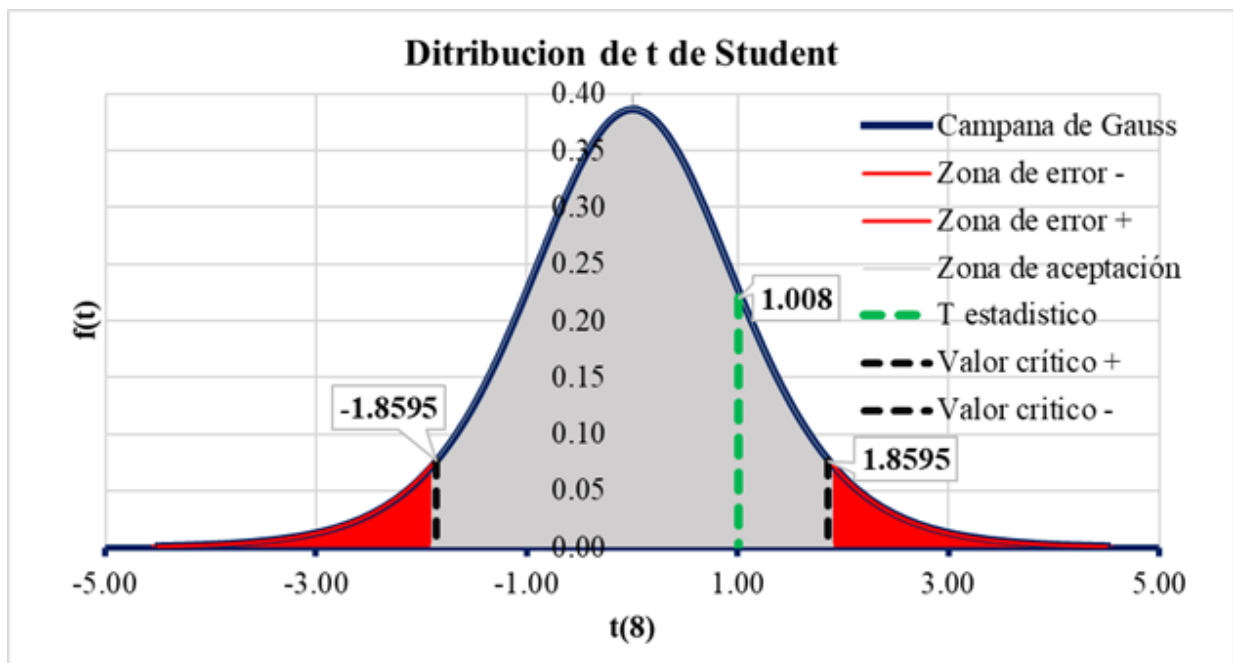


Figura N° 110: Ilustración Gráfica de la Prueba t de student.

conclusión: se acepta la Hipótesis nula

Decisión: no existe variación de los promedios de las resistencias de concreto de las columnas y de las vigas con una significancia de 5 % porque se encuentra en el rango de la zona de aceptación de la prueba de hipótesis.

Capítulo V

Conclusiones

5.1 Conclusiones

PRIMERA, El desempeño estructural sísmico es de nivel Operacional en el sentido longitudinal y ocupación inmediata en el sentido transversal, es decir que la estructura tendrá un buen comportamiento y aceptable frente al evento sísmico de máxima intensidad durante el tiempo de su vida útil.

SEGUNDA, Se ha determinado el espectro de capacidad de la estructura a través del método espectro de capacidad siguiendo lo establecido en ATC – 40, FEMA – 440), a partir de la curva de capacidad de la estructura, esto para las direcciones longitudinal y transversal del análisis, los cuales sirvieron para la determinación del desempeño estructural sísmico de la estructura.

TERCERA, Se ha elaborado del espectro de demanda elástica para la estructura a través del método espectro de capacidad siguiendo las recomendaciones de ATC – 40 y FEMA – 440, que permitieron conocer los espectros de demanda en formato (ADRS) para las demandas sísmicas del Sismo de servicio, sismo de Diseño y sismo máximo a partir del espectro de diseño sísmico estándar establecido en la NTE-030.

CUARTA, la ductilidad de la estructura encontrada a través del método de coeficientes de desplazamientos, a partir de la curva de capacidad de la estructura convirtiendo en una curva bilineal siguiendo las recomendaciones de ASCE/SEI 41 – 17, en el sentido longitudinal es de 9.94, lo cual es una ductilidad alta, en el sentido transversal 3.45, lo cual es una ductilidad moderada, estos resultados porque en el sentido longitudinal es un sistema de concreto armado aporricado y en el sentido transversal es un sistema de albañilería confinada por lo que se aprecia una ductilidad moderada. Estas ductilidades son compatibles a las establecidas por la NTE-030 el cual establece que el factor de reducción sísmica para el sistema aproximado de concreto armado es $R=8$ y para el sistema de albañilería confinada es $R=3$.

QUINTA, El punto de desempeño se ha determinado a través del método con el espectro de capacidad (ATC-40, FEMA 440) los cuales se presenta a continuación.

Sentido X-X			Sentido Y-Y		
Demanda sísmica	Deriva total	Nivel de Desempeño	Demanda sísmica	Deriva total	Desempeño
Servicio	0.0014	Ocupación Inmediata	Servicio	0.0011	Ocupación Inmediata
Diseño	0.0052	Ocupación Inmediata	Diseño	0.0023	Ocupación Inmediata
Máxima	0.0114	Operacional	Máxima	0.0028	Ocupación Inmediata

La relación del desempeño estructural para el sentido longitudinal para el sismo de diseño es 3.7 veces con respecto al sismo de servicio y el desempeño de la estructura para el sismo máximo 2.2 veces más con respecto al sismo de diseño. Por otro lado, la relación del desempeño estructural para el sentido transversal para el sismo de diseño es 2.09 veces con respecto al sismo de servicio y el desempeño de la estructura para el sismo máximo 1.22 veces más con respecto al sismo de diseño. Esto quiere decir que el mecanismo de colapso de la estructura tendrá una falla dúctil en el sentido X-X y falla frágil en el sentido Y-Y.

El empleo de análisis estático no lineal Pushover en la elaboración de los proyectos es muy beneficioso ya que permite conocer el verdadero comportamiento de la estructura, así conocer si se está cumpliendo con los requisitos de la filosofía del diseño sismorresistentes que la normativa exige. Así mismo permite determinar el factor de reducción sísmico real de la estructura para el análisis lineal del diseño estructural.

5.2 Recomendaciones

PRIMARA, El desempeño estructural sísmico de la estructura se encuentra dentro de lo esperado por lo se recomienda darle el uso por la que se ha diseñado (aulas escolares), con las sobrecargas de 250 Kg/m² como máximo, asimismo se recomienda realizar el mantenimiento periódico de la estructura para evitar las filtraciones de agua provenientes de las precipitaciones pluviales, los cuales podrían afectar la resistencia de los elementos estructurales de la edificación.

SEGUNDA, En la obtención del espectro de capacidad para los próximos estudios existentes y antiguos, considerar el aspecto de degradación ocasionado por el tiempo de servicio ya las secciones agrietadas establecen el comportamiento real en la verificación del cumplimiento de la filosofía de diseño y los objetivos de desempeño a comparación de los métodos tradicionales de análisis y diseño lineal que las normativas establecen.

TERCERA, en la elaboración del espectro de demanda sísmica en los próximos estudios se recomienda considerar los estudios de la aceleración de real del suelo a través de estudios de microzonificación del sitio.

CUARTA, En la incorporación de los elementos de muros de albañilería en el desempeño estructural aporta rigidez a la estructura, pero limita la ductilidad por lo que se recomienda considerar este aspecto al momento del diseño en los proyectos nuevos.

QUINTA, El empleo del método de análisis estático no lineal se limita en estructuras cuyo modo de vibración predominante sea traslacional ya que en estructuras con modo de vibración principal sea rotacional se deberá utilizar otros métodos como el Análisis Dinámico no Lineal.

Bibliografía

- Aguiar, R. (2003). Procedimiento para verificar el desempeño sísmico de estructuras: CEINCI3. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 19, 295–312.
- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico por Desempeño*.
- Albarracin, P., & Gallo, E. (2010). *Desempeño Sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y aceptando una deriva máxima de 1% (Tesis de Pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Alcantara, K., & Nalvarte, C. (2016). *Desempeño estructural aplicando la norma “MONOBLOCK” del instituto nacional de salud del viño (Breña - Lima) (Tesis de pregrado)*. Universidad San Martín de Porras, Lima, Perú.
- Allauca, L., & Oue, T. (2006). *Desempeño Sísmico de un edificio Aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Alonso, R. (2016). *Cálculo sísmico de estructuras convencionales de edificación aplicando métodos lineales y no lineales implementados en diferentes normas. Estudio comparativo. (Tesis de Maestría)*. Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Amoroso, C. (2015). *Análisis sísmico usando sap2000 para evaluar la efectividad del comportamiento sismorresistente de la infraestructura de la I.E 82109, san Antonio plan tual – centro poblado -Huambocancha alta, prov.de Cajamarca, region Cajamarca. (Tesis de pregrado)*. Universidad César Vallejo, Trujillo, Perú.
- Aragón, J. (2015). *Influencia de la Tabiquería en la Respuesta Sísmica de Edificios de Concreto Armado. (Tesis de Maestría)*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- ASCE/SEI 41-13. (2013). seismic evaluation and retrofit of existing buildings. In *American Society of Civil Engineers*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Vol. 1). Seismic Safety Commission.

- Bazán, E., & Meli, R. (1990). *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*. Noriega Editores.
- Bazan, E., & Meli, R. (1985). *Diseño sísmico de edificios*. (Limusa Nriega Editores).
- Benavente, R., Baca, C., & Gomez, A. (2004). *Estudio del mapa de peligros de la ciudad del Cusco*.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la Investigación Científica Para Ingenieros*.
- Busso, H., & Jorge, Y. (2015). *Evaluación por desempeño sísmico de una construcción confinado de cinco pisos en la ciudad de Huancavelica utilizando un análisis no lineal estático, distrito Huancavelica, provincia Huancavelica, región Huancavelica*. Universidad Nacional de Huancavelica.
- Burgos, M. (2007). *Estudio de la metodología “diseño por capacidad” en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana e-060 como alternativa de diseño (Tesis de Posgrado)*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras* (4ta ed.). D.R. © 2014 por Pearson Educación de México, S.A. de C.V. www.pearsonenespañol.com
- Comité ACI 318. (2014). *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Copyright American Concrete Institute.
- CSI Computer & Structures. (2018). *Integrated Solution for Structural Analysis and Design (SAP2000 v21) Analysis Reference Manual* (21st ed.). <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Discretization>.
- Cuba, J. (2005). *Concreto Armado 2*.
- Cutimbo, W. (2016a). *Concreto Armado*.
- Cutimbo, W. (2016b). *Ingeniería sismorresistente*.
- Esteba, A. (2017). *Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma e-030 en Puno*. Universidad Nacional del Altiplano.
- FEMA-273. (1997). *Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency Washington, D.C.
- FEMA-274. (1997). *Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.

- Federal Emergency Management Agency Washington, D.C.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency Washington, D.C.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.
- Hernandez, A. (2010). *Análisis No Lineal Estático “ Pushover ” Base Teórica y Aplicación Usando el Programa ETABS*.
- Hernandez, E. (2018). *Diseño por desempeño sísmico de edificaciones (Curso de especialización de Análisis estático no lineal)* (No. 7ma).
- Hernández, R. (2014). *Metodología de la Investigación* (6to ed.). MCGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Julio Delgadillo. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma e- 030*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Merino, L. (2013). *Desempeño sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca (Tesis de pregrado)*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030 Diseño Sismorresistente*.
- Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*. Fondo Editorial ICG.
- Navarro, C., & Fernández, J. (2006). *Desempeño Sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Navarro, E. (2014). *Evaluación del desempeño sísmico del edificio hospital Jaén de la diosa de Jaén Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca.
- Nicolas aguevar, Osorio, S., & Arturo, A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)*. Universidad del Salvador.
- NTP. E-030. (2018). NTP. E-030. El Reglamento Nacional de Edificaciones (“Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones; p. 32). El peruano.

- Orellana, G., & Parra, J. (2017). *Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015) (Tesis de pregrado)*. Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Oviedo, R. (2015). *Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (R. Oviedo (ed.)). Imprenta Kyara.
- Portillo, Y., Rodriguez, J., & Mertinez, C. (2011). *Introducción Al Diseño De Marcos De Concreto Reforzados, Por El Método De Análisis Estático No Lineal (Push-Over), Utilizando Un Software Especializado, (Tesis de pregrado)*. Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Reglame. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones* (2006). ICG.
- Rochel, R. (2012). *Análisis y Diseño Sísmico de Edificios* (Fondo Editorial Universidad EAFIT Carrera (ed.); 2da ed.).
- SEAOC. (1995). *“Performance Based Seismic Engineering of Buildings” VISION 2000 Committee* (Structural Engineering Association of California (ed.); 1st ed.). California Office of Emergency Service Prepared.
- Taipe, J. (2003). *Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente*.
- Toledo, V. (2011). *Pushover - Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado* (1ra ed.). Publicación Cingcivil.
- Unitest - Universal Testing. (2016). *Estudio de Mecánica de Suelos*.

Anexos

Anexo N° 1: Validación de resultados del desempeño sísmico.

Método FEMA– 440: para los patrones de Pushover de Modo 01 y Pushover de Modo 02.

En la figura N° 01 se puede apreciar el punto de desempeño para el sismo de servicio de Pushover de Modo 01, las coordenadas de desempeño son: en las coordenadas de fuerza cortante vs desplazamiento (V, D) son: 429.144ton, 1.567cm, en las coordenadas de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (Sa, Sd), 0.635, 1.155, el periodo secante versus demanda de ductilidad (Tsec, μ) 0.27, 2.041 y periodo efectivo versus amortiguamiento efectivo (Teff, Beff) 0.091, 1.084.

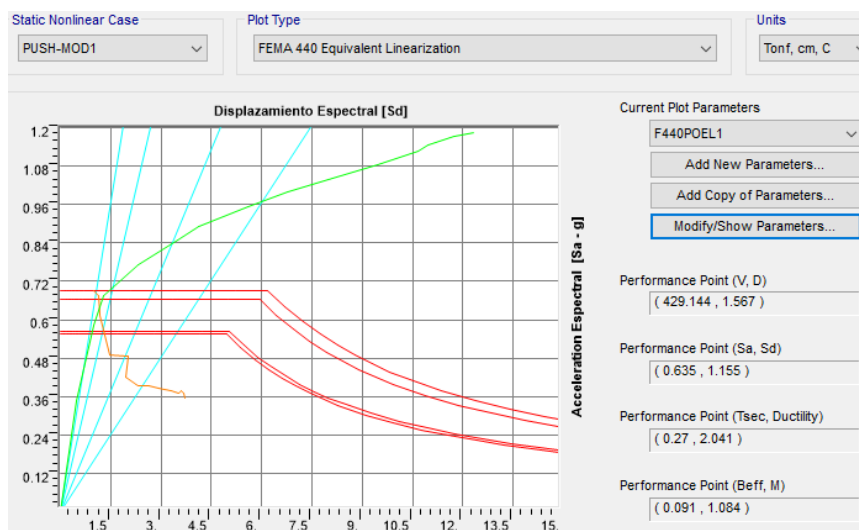


Figura N° 01. Punto de desempeño para sismo de servicio Pushover de modo 01.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 2 se puede apreciar el punto de desempeño para el sismo de diseño de Pushover de Modo 01, las coordenadas de desempeño son: en las coordenadas de fuerza cortante vs desplazamiento (V, D) son: 617.556ton, 5.921cm, en las coordenadas de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (Sa, Sd), 0.902, 4.377, el periodo secante versus demanda de ductilidad (Tsec, μ) 0.441, 4.75 y periodo efectivo versus amortiguamiento efectivo (Teff, Beff) 0.202, 0.919.

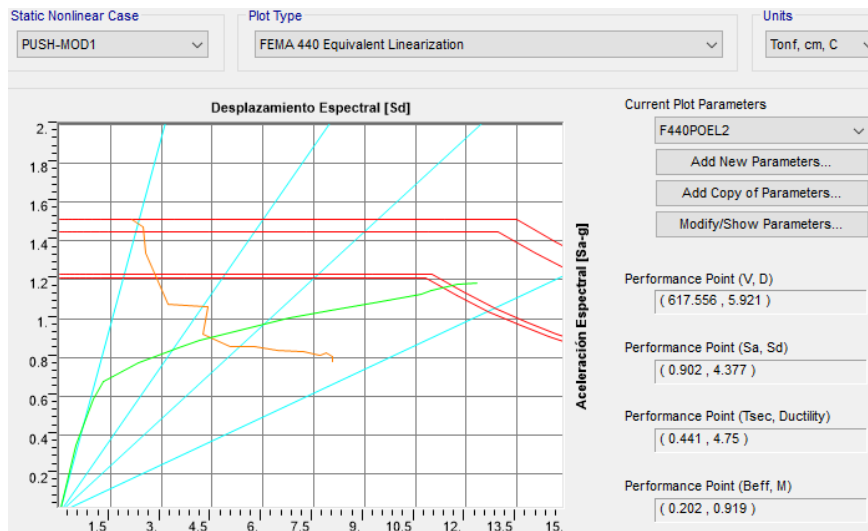


Figura N° 02. Punto de desempeño para sismo de diseño de Pushover de Modo 01.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 03 se puede apreciar el punto de desempeño para el sismo máximo de Pushover de Modo 01, las coordenadas de desempeño son: en las coordenadas de fuerza cortante vs desplazamiento (V, D) son: 736.341ton, 13.02cm, en las coordenadas de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (Sa, Sd), 1.091, 9.656, el periodo secante versus demanda de ductilidad (Tsec, μ) 0.597, 9.173 y periodo efectivo versus amortiguamiento efectivo (Teff, Beff) 0.204, 0.843.

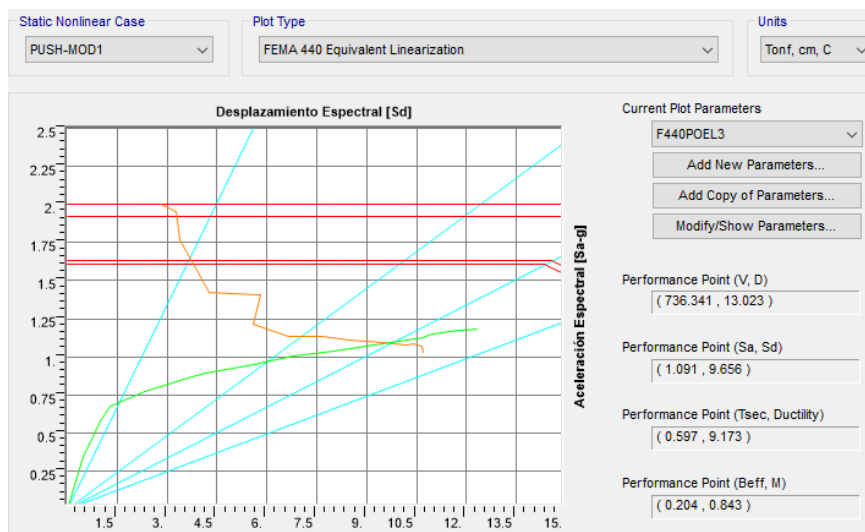


Figura N° 03. Punto de desempeño para sismo máximo de Pushover de Modo 01.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 04 se puede apreciar el punto de desempeño para el sismo de servicio de Pushover de Modo 02, las coordenadas de desempeño son: en las coordenadas de fuerza cortante vs desplazamiento (V, D) son: 256.068ton, 0.544cm, en las coordenadas de aceleración espectral

versus desplazamiento espectral (S_a , S_d), 0.526, 0.627, el periodo secante versus demanda de ductilidad (T_{sec} , μ) 0.204, 2.41 y periodo efectivo versus amortiguamiento efectivo (T_{eff} , B_{eff}) 0.082, 1.481.

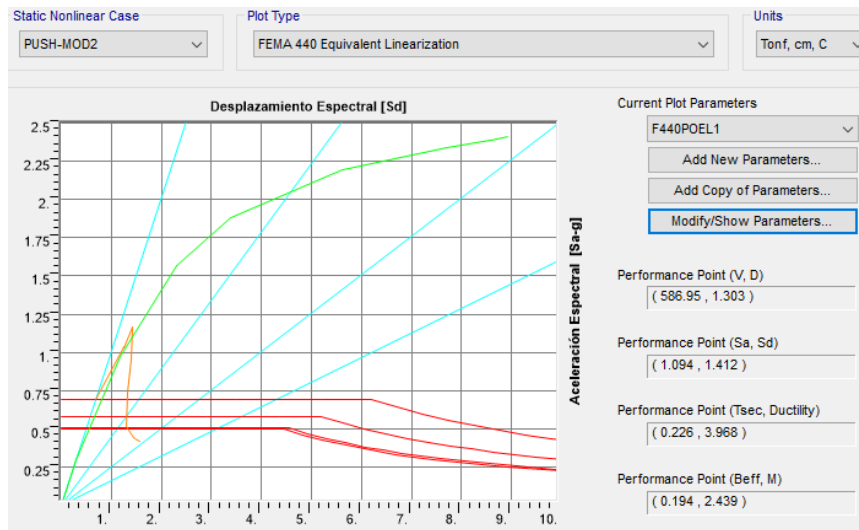


Figura N° 04. Punto de desempeño para sismo de servicio de Pushover de Modo 02.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 05 se puede apreciar el punto de desempeño para el sismo de diseño de Pushover de Modo 02, las coordenadas de desempeño son: en las coordenadas de fuerza cortante vs desplazamiento (V , D) son: 936.206ton, 2.607cm, en las coordenadas de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (S_a , S_d), 1.756, 2.958, el periodo secante versus demanda de ductilidad (T_{sec} , μ) 0.259, 3.789 y periodo efectivo versus amortiguamiento efectivo (T_{eff} , B_{eff}) 0.192, 1.785.

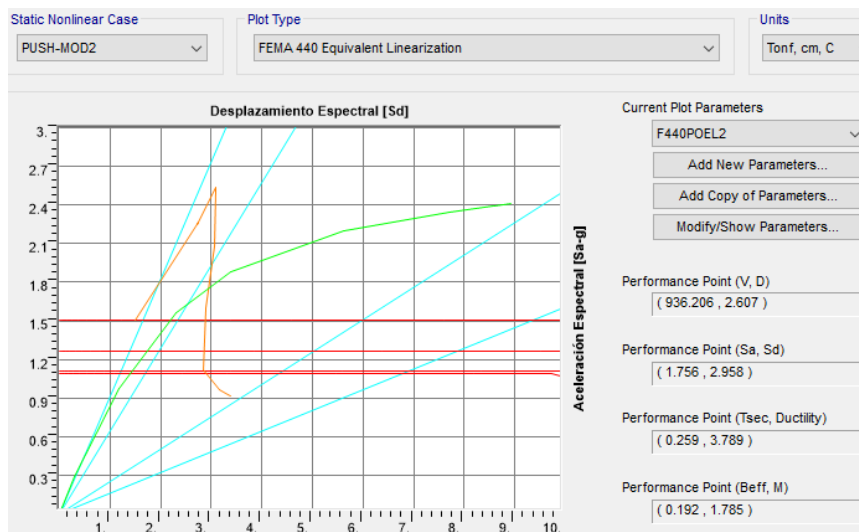


Figura N° 05. Punto de desempeño para sismo de diseño de Pushover de Modo 02.

Fuente: Elaboración propia

En la figura N° 06 se puede apreciar el punto de desempeño para el sismo de servicio de Pushover de Modo 02, las coordenadas de desempeño son: en las coordenadas de fuerza cortante vs desplazamiento (V, D) son: 1015.853ton, 3.823cm, en las coordenadas de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (S_a , S_d), 1.941, 3.823, el periodo secante versus demanda de ductilidad (T_{sec} , μ) 0.279, 3.82 y periodo efectivo versus amortiguamiento efectivo (T_{eff} , B_{eff}) 0.193, 1.502.

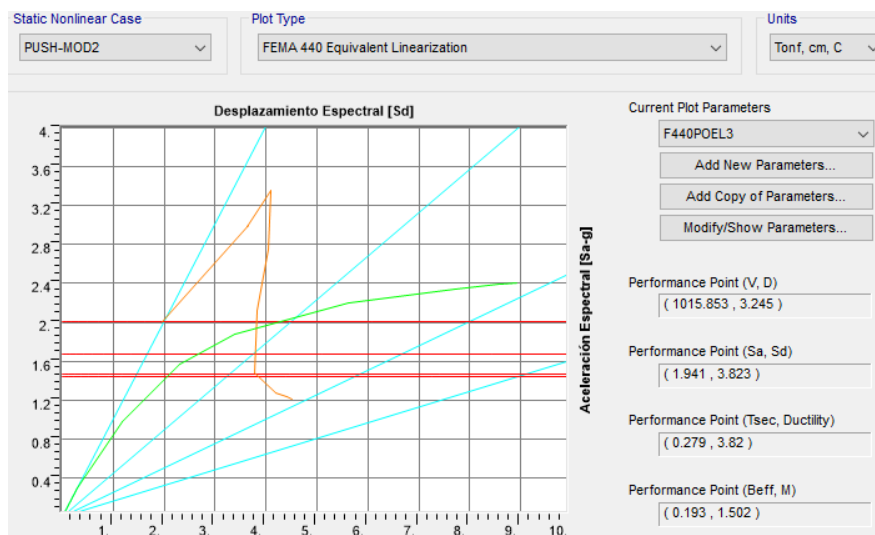


Figura N° 06. Punto de desempeño para sismo máximo de Pushover de modo 02.

Fuente: Elaboración propia

NIVEL DE AMENAZA SISMICA

SISMO DE DISEÑO

Probabilidad de
excedencia 10%

Vida util (Años)

Aceleración el
Sismo de diseño

$$P_{\text{diseño}} := 0.10$$

$$t := 50$$

$$a_{\text{diseño}} := 0.30 \quad g = 2.942 \frac{m}{s^2}$$

$$T_{\text{diseño}} := \frac{-t}{\ln(1 - P_{\text{diseño}})} = 474.561 \quad \text{Periodo de Retorno}$$

SISMO DE SERVICIO

$$P_{\text{servicio}} := 0.50$$

Probabilidad de
excedencia 50%

$$t := 50$$

Vida util (Años)

$$T_{\text{servicio}} := \frac{-t}{\ln(1 - P_{\text{servicio}})} = 72.135 \quad \text{Periodo de Retorno}$$

$$a_{\text{servicio}} := \left(\frac{T_{\text{servicio}}}{T_{\text{diseño}}} \right)^{0.4} \cdot a_{\text{diseño}} = 1.385 \frac{m}{s^2}$$

$$F_{\text{servicio}} := \frac{a_{\text{servicio}}}{a_{\text{diseño}}} = 0.471$$

SISMO MAXIMO

$$P_{\text{maximo}} := 0.05$$

Probabilidad de
excedencia 5%

$$t := 50$$

Vida util (Años)

$$T_{\text{maximo}} := \frac{-t}{\ln(1 - P_{\text{maximo}})} = 974.786 \quad \text{Periodo de Retorno}$$

$$a_{\text{maximo}} := \left(\frac{T_{\text{maximo}}}{T_{\text{diseño}}} \right)^{0.4} \cdot a_{\text{diseño}} = 3.924 \frac{m}{s^2}$$

$$F_{\text{maximo}} := \frac{a_{\text{maximo}}}{a_{\text{diseño}}} = 1.334$$

Anexo N° 3: Definición de Espectro de diseño Sísmico.

DEFINICION DE LA ACCION SISMICA NORMA E.030 PERU

NORMA NT E.030 2016

1.- ZONIFICACION (Art. 2.1)

Zona := 3



Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla N 1 Factor de zona z

FIGURA N° 1: Mapa de Zonificación Sísmica

$Z := \text{if}(Zona = 1, 0.10, \text{if}(Zona = 2, 0.25, \text{if}(Zona = 3, 0.35, 0.45)))$

$Z = 0.35$ factor de aceleración del terreno

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS (Art. 2.3)

Con la clasificación del suelo se determina los parámetros el sitio S , T_p , T_L

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_1	> 1500 m/s	-	-
S_2	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_3	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_4	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_5	Clasificación basada en el EMS		

Tipo de perfil de Suelo

TP := "S2"

tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 3: Factor de Suelo

para Zona = 3 y TP = "S2" **S := 1.15** Factor de Suelo

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 4: periodos caracteristico

$T_P := \text{if}(TP = "S0", 0.3, \text{if}(TP = "S1", 0.4, \text{if}(TP = "S2", 0.6, 1)))$ **s = 0.6 s**

$T_L := \text{if}(TP = "S0", 3, \text{if}(TP = "S1", 2.5, \text{if}(TP = "S2", 2, 1.6)))$ **s = 2 s**

3.- CATEGORIAS DE LA EDIFICACION Y FACTOR DE USO (Art. 3.1)

Se definen las categorias de las edificaciones segun su ocupacion e importancia

- A:Edificaciones Escenciales
- B:Edificaciones Importantes
- C:Edificaciones Comunes
- D:Edificaciones Temporales

Categoría := "A"

categorias de ocupación

Catergoria	U
A1	Ver comentarios
A2	1.5
B	1.3
C	1.0
D	Ver comentarios

Tabla 5: Valores de U

$U := \text{if}(Categoría = "A", 1.5, \text{if}(Categoría = "B", 1.3, \text{if}(Categoría = "C", 1, 1)))$

$U = 1.5$ Factor de Uso

4.- COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS (Art. 5.7)

Se determina el valor de Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_0

en la tabla 7 de la Norma

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla 6: Valores de R_0

$R_0 := 7$

5.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL Y COEFICIENTE DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS (Art. 5.7)

Irregularidad en Altura	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geometría Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas de resistencia	0.80
Discontinuidad extrema en los Sistemas de resistencia	0.60

Tabla 7: Irregularidades en Altura y Valores de I_a

Ingresar datos

$I_a := 1.0$

Factor de irregularidad asociada a la altura

Irregularidades en Planta	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Ingresar datos

$$I_p := 1.0$$

Tabla 7: Irregularidades en Planta y Valores de I_p

$$R := R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 7 \quad \text{Factor de modificacion de respuesta de diseño}$$

6.- ACELERACION ESPECTRAL (Art. 4.6.2)

Para cada una de las dierecciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelastico de Pseudo-aceleraciones definida por el valor S_a para lo cual se calcula C en funcion del Periodo T

$$T < T_P \quad C_1(T) := 2.5$$

$$T_P \leq T < T_L \quad C_2(T) := 2.5 \frac{T_P}{T}$$

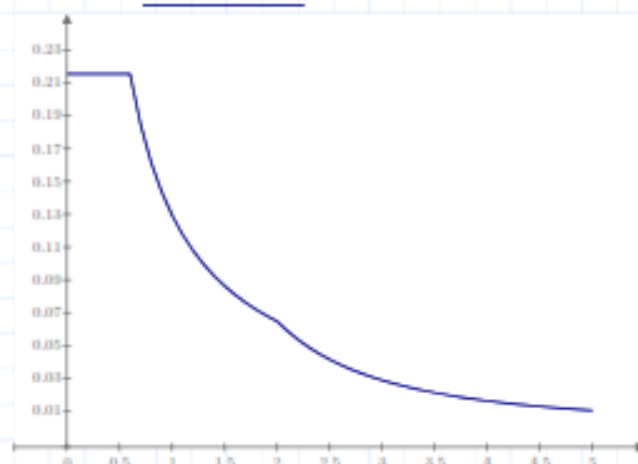
$$T \geq T_L \quad C_3(T) := 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

$$C(T) := \text{if}(T < T_P, C_1(T), \text{if}(T < T_L, C_2(T), C_3(T))) \quad \text{Factor de amplificacion sismica}$$

$$T := 0 \text{ s}, 0.1 \text{ s} \dots 5 \text{ s}$$

$$S_a(T) := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R} \cdot g$$

$$S_a(T) \text{ (g)}$$



$$T \text{ (s)}$$

$$T = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.1 \\ 0.2 \\ 0.3 \\ 0.4 \\ 0.5 \\ 0.6 \\ 0.7 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 1 \\ 1.1 \\ \vdots \end{bmatrix} s \quad S_a(T) = \begin{bmatrix} 0.216 \\ 0.216 \\ 0.216 \\ 0.216 \\ 0.216 \\ 0.216 \\ 0.216 \\ 0.185 \\ 0.162 \\ 0.144 \\ 0.129 \\ 0.118 \\ \vdots \end{bmatrix} g$$

7.- FUERZA CORTANTE MINIMA (Art. 4.6.4)

$$P := 976.33 \text{ tonnef}$$

Peso total de a edificación

$$h_n := 11.45 \text{ m}$$

Altura total de la edificación

$$C_T := 35$$

Coef. de estimación del periodo fundamental

$$T := \frac{h_n}{C_T} \frac{s}{m} = 0.327 \text{ s}$$

Periodo fundamental estimado

$$C(T) = 2.5$$

Factor de amplificación sísmica

$$V := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R} \cdot P = 210.521 \text{ tonnef}$$

Corte basal estatico

$$V_{1j} := 90.42 \text{ tonnef}$$

Corte basal dinámico en la
dirección de análisis

Definición de la regularidad de la estructura

$$Regular := \text{"sí"}$$

$$v := \text{if}(Regular = \text{"sí"}, 0.9, 0.8) = 0.9$$

$$v \cdot \frac{V}{V_{1j}} = 2.095$$

$$Escala := \text{if}(v \geq 1, \text{"Escalar"}, \text{"No escalar, esta bien"}) = \text{"No escalar, esta bien"}$$

Anexo N° 4: Definición de espectro elástico

DEFINICION DEL ESPECTRO ELASTICO NORMA E.030 PERU

NORMA NT E.030 2016

1.- ZONIFICACION (Art. 2.1)

Zona := 3



Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla N 1 Factor de zona z

FIGURA N° 1: Mapa de Zonificación Sísmica

$$Z := \text{if}(Zona = 1, 0.10, \text{if}(Zona = 2, 0.25, \text{if}(Zona = 3, 0.35, 0.45)))$$

$Z = 0.35$ factor de aceleración del terreno

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS (Art. 2.3)

Con la clasificación del suelo se determina los parámetros el sitio S , T_p , T_L .

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_3	$> 1500 \text{ m/s}$	-	-
S_1	$500 \text{ m/s a } 1500 \text{ m/s}$	> 50	$> 100 \text{ kPa}$
S_2	$180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$	$15 \text{ a } 50$	$50 \text{ kPa a } 100 \text{ kPa}$
S_1	$< 180 \text{ m/s}$	< 15	$25 \text{ kPa a } 50 \text{ kPa}$
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Tipo de perfil de Suelo

$TP := "S2"$

tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₁	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₂	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₃	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₄	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 3: Factor de Suelo

para Zona = 3 y TP = "S2" $S = 1.15$ Factor de Suelo

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 4: periodos caracteristico

$T_p := \text{if}(TP = "S0", 0.3, \text{if}(TP = "S1", 0.4, \text{if}(TP = "S2", 0.6, 1)))$ $s = 0.6 \text{ s}$

$T_L := \text{if}(TP = "S0", 3, \text{if}(TP = "S1", 2.5, \text{if}(TP = "S2", 2, 1.6)))$ $s = 2 \text{ s}$

3.- CATEGORIAS DE LA EDIFICACION Y FACTOR DE USO (Art. 3.1)

Se definen las categorias de las edificaciones segun su ocupacion e importancia

- A:Edificaciones Escenciales
- B:Edificaciones Importantes
- C:Edificaciones Comunes
- D:Edificaciones Temporales

$Categoria = "A"$

categorias de ocupación

Catergoria	U
A1	Ver comentarios
A2	1.5
B	1.3
C	1.0
D	Ver comentarios

Tabla 5: Valores de U

$U := \text{if}(Categoria = "A", 1.5, \text{if}(Categoria = "B", 1.3, \text{if}(Categoria = "C", 1, 1)))$

$U = 1.5$ Factor de Uso

4.- COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS (Art. 5.7)

Se determina el valor de Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_0 en la tabla 7 de la Norma

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla 6: Valores de R_0

$R_0 := 1$

5.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL Y COEFICIENTE DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS (Art. 5.7)

Irregularidad en Altura	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez -Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geometría Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas de resistencia	0.80
Discontinuidad extrema en los Sistemas de resistencia	0.60

Tabla 7: Irregularidades en Altura y Valores de I_a

Ingresar datos

$I_a := 1.0$

Factor de irregularidad asociada a la altura

Irregularidades en Planta	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Ingresar datos

$$I_p := 1.0$$

Tabla 7: Irregularidades en Planta y Valores de I_p

$$R := R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 1 \quad \text{Factor de modificacion de respuesta de diseño}$$

6.- ACELERACION ESPECTRAL (Art. 4.6.2)

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelastico de Pseudo-aceleraciones definida por el valor S_a para lo cual se calcula en funcion del Periodo T

$$T < T_p \quad C_1(T) := 2.5$$

$$T_p \leq T < T_L \quad C_2(T) := 2.5 \frac{T_p}{T}$$

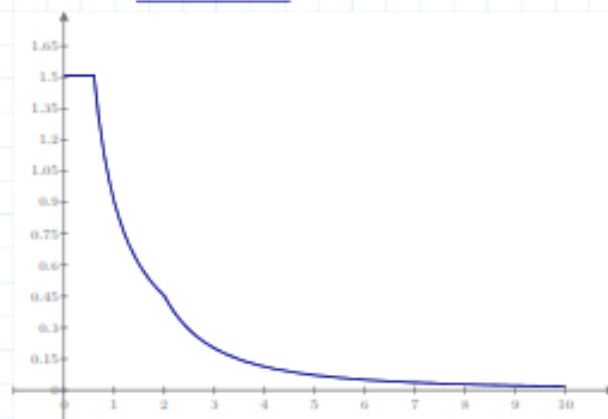
$$T \geq T_L \quad C_3(T) := 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

$$C(T) := \text{if}(T < T_p, C_1(T), \text{if}(T < T_L, C_2(T), C_3(T))) \quad \text{Factor de amplificacion sismica}$$

$$T := 0 \text{ s}, 0.1 \text{ s}..10 \text{ s}$$

$$S_a(T) := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R} \cdot g$$

$$S_a(T) \text{ (g)}$$

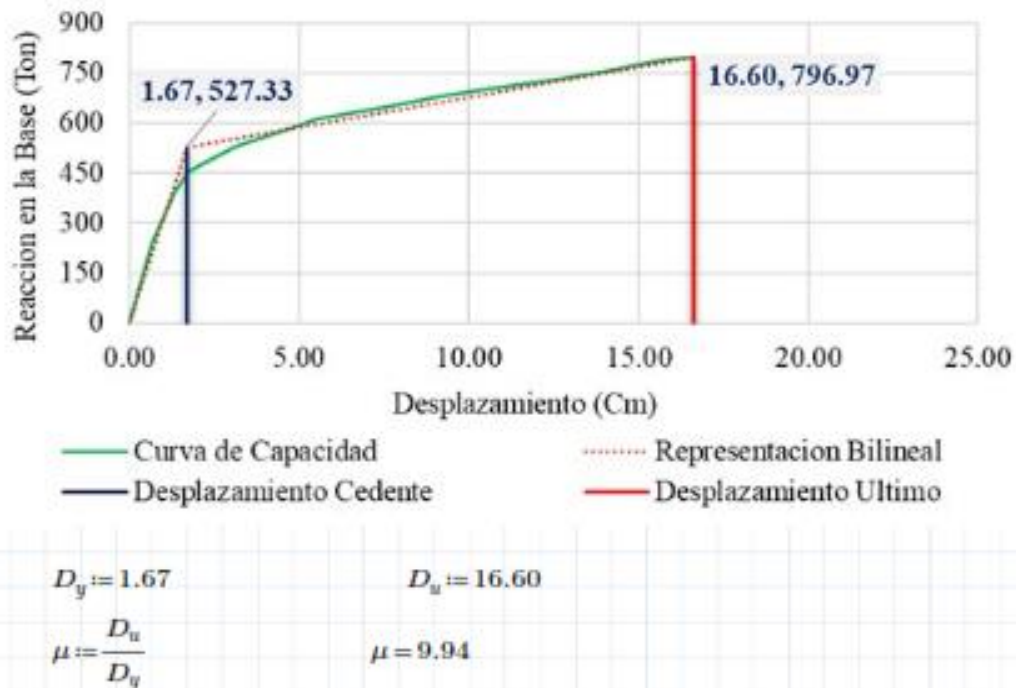


$$T \text{ (s)}$$

$$T = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.1 \\ 0.2 \\ 0.3 \\ 0.4 \\ 0.5 \\ 0.6 \\ 0.7 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 1 \\ 1.1 \\ \vdots \end{bmatrix} s \quad S_a(T) = \begin{bmatrix} 1.509 \\ 1.509 \\ 1.509 \\ 1.509 \\ 1.509 \\ 1.509 \\ 1.509 \\ 1.294 \\ 1.132 \\ 1.006 \\ 0.906 \\ 0.823 \\ \vdots \end{bmatrix} g$$

Anexo N° 5: Estimación del Coeficiente de Reducción sísmica R Dirección X-X

1. DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA



2. ESTIMACION DE COEFICIONE DE REDUCCION SISMICA DE UNA ESTRUCTURA

El factor "R" consta del efecto simultáneo de 3 parámetros: ductilidad, sobre-resistencia y redundancia. Cada parámetro conforma un componente del factor R, y se puede expresar de esta manera.

$$R = R_\mu \cdot R_\Omega \cdot R_\rho$$

DONDE

R_μ : Factor de Ductilidad

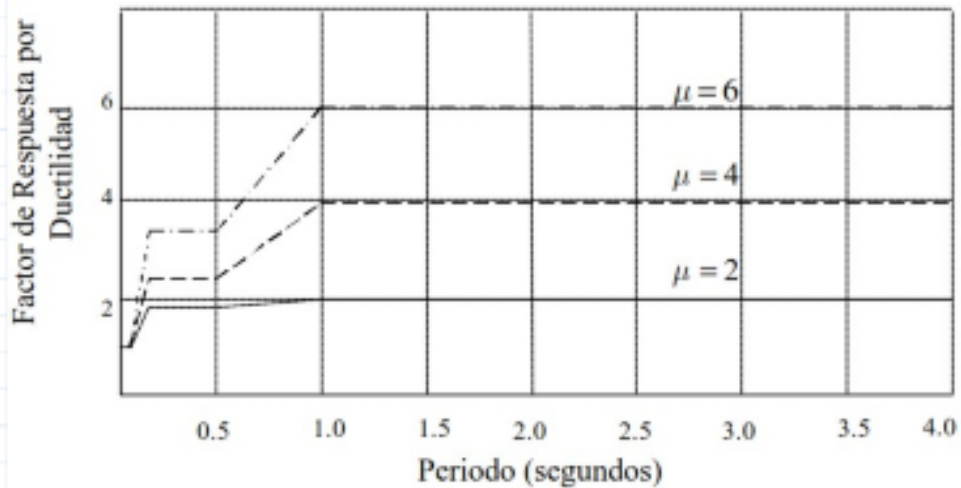
R_Ω : Factor de Sobre- resistencia

R_ρ : Factor de redudancia

2.1.- FACTOR DE DUCTILIDAD " R_μ "

$$Periodo := "0.6"$$

factor de ductilidad se establece en función al periodo natural de la estructura y de su ductilidad direccional.



Para periodos iguales o menores a 0.03 segundos

$$R_{\mu} = 1.0$$

Para periodos entre 0.12 y 0.5 segundos

$$R_{\mu} = \sqrt{(2\mu - 1)}$$

Para periodos iguales o mayores a 1 segundo

$$R_{\mu} = \mu$$

$$R_{\mu} := \text{if}\left(\text{Periodo} = "0.03", 1, \text{if}\left(\text{Periodo} = "0.5", \sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}, \mu\right)\right)$$

$$R_{\mu} = 9.94$$

2.2.- FACTOR DE SOBRE-RESISTENCIA "R Ω "

se calcula como el cociente entre el corte basal máximo entre el corte basal de diseño, obtenidos igualmente de la curva de capacidad.

$$P_u := 796.97$$

$$P_d := 527.33$$

$$R\Omega := \frac{P_u}{P_d} = 1.511$$

2.3.- FACTOR DE REDUNDANCIA "R ρ "

$$E_{jes} := 2$$

# DE EJES DE COLUMNAS	FACTOR R_W
2	0.71
3	0.86
4	1.00

$$R_p := \text{if}(Ejes = 2, 0.71, \text{if}(Ejes = 3, 0.86, 1.00))$$

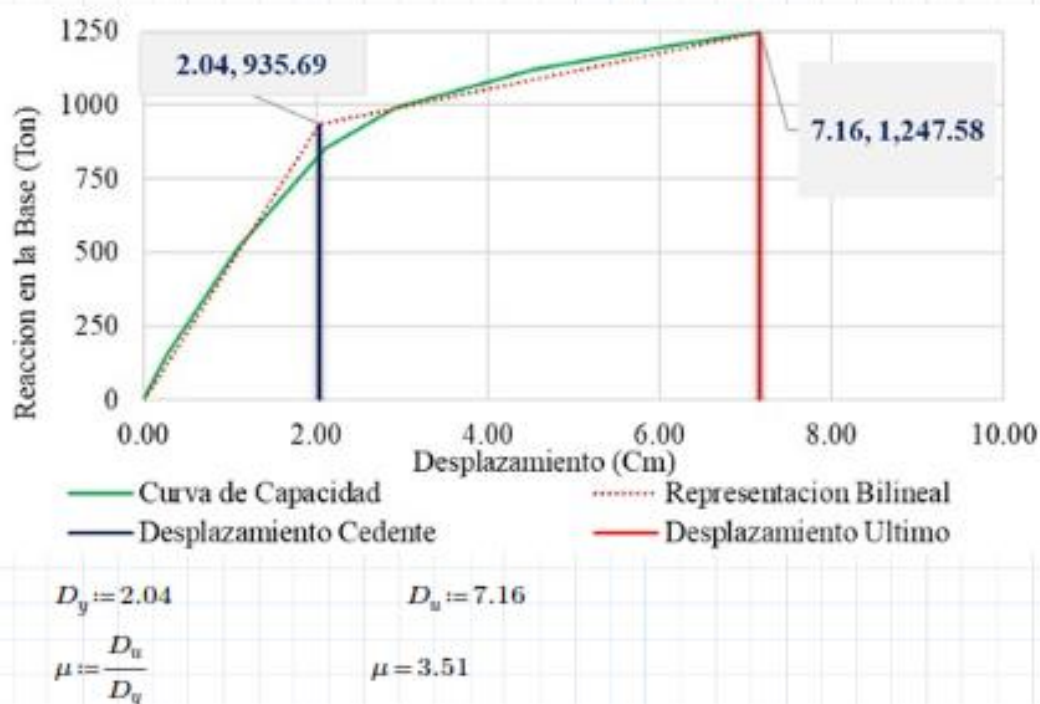
$$R_p = 0.71$$

2.4.- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA

$$R := R_\mu \cdot R_\Omega \cdot R_p$$

$$R = 10.666$$

1. DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA



2. ESTIMACION DE COEFICIONE DE REDUCCION SISMICA DE UNA ESTRUCTURA

El factor "R" consta del efecto simultáneo de 3 parámetros: ductilidad, sobre-resistencia y redundancia. Cada parámetro conforma un componente del factor R, y se puede expresar de esta manera.

$$R = R_\mu \cdot R_\Omega \cdot R_\rho$$

DONDE

R_μ : Factor de Ductilidad

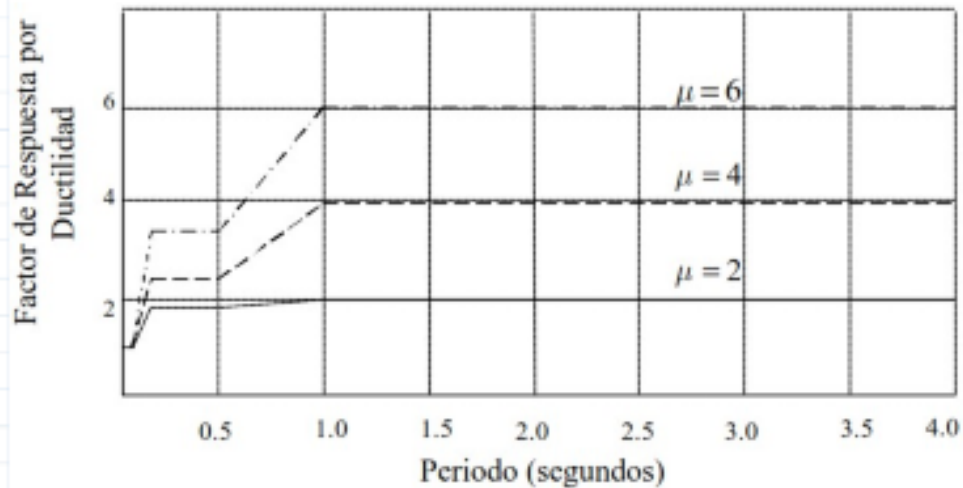
R_Ω : Factor de Sobre- resistencia

R_ρ : Factor de redudancia

2.1.- FACTOR DE DUCTILIDAD " R_μ "

$$Periodo := "0.6"$$

factor de ductilidad se establece en función al periodo natural de la estructura y de su ductilidad direccional.



Para periodos iguales o menores a 0.03 segundos

$$R_{\mu} = 1.0$$

Para periodos entre 0.12 y 0.5 segundos

$$R_{\mu} = \sqrt{(2\mu - 1)}$$

Para periodos iguales o mayores a 1 segundo

$$R_{\mu} = \mu$$

$$R_{\mu} := \text{if}(\text{Periodo} = "0.03", 1, \text{if}(\text{Periodo} = "0.5", \sqrt{(2 \cdot \mu - 1)}, \mu))$$

$$R_{\mu} = 3.51$$

2.2.- FACTOR DE SOBRE-RESISTENCIA " R_{Ω} "

se calcula como el cociente entre el corte basal máximo entre el corte basal de diseño, obtenidos igualmente de la curva de capacidad.

$$P_u := 1247.58$$

$$P_d := 935.69$$

$$R_{\Omega} := \frac{P_u}{P_d} = 1.333$$

2.3.- FACTOR DE REDUNDANCIA " R_{ρ} "

$$Ejes := 3$$

# DE EJES DE COLUMNAS	FACTOR R_W
2	0.71
3	0.86
4	1.00

$$R_p := \text{if}(Ejes = 2, 0.71, \text{if}(Ejes = 3, 0.86, 1.00))$$


$$R_p = 0.86$$

2.4.- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA

$$R := R_\mu \cdot R_\Omega \cdot R_p$$

$$R = 4.025$$

Anexo N° 7: Resultados del estudio de Resistencia de concreto.



ÁREA DE:

LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado	: ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto	: "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio	: EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación	: ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra	: P1 COLUMNA C-1
Fecha	: DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
COLUMNA	1	1	41	44.40	36.00	367.10	3.40	ACEPTADO
	2	1	44		40.50	412.99	0.40	
	3	1	44		40.50	412.99	0.40	
	4	1	44		40.50	412.99	0.40	
	5	1	45		42.00	428.28	-0.60	
	6	1	45		42.00	428.28	-0.60	
	7	1	46		43.50	443.58	-1.60	
	8	1	44		40.50	412.99	0.40	
	9	1	44		40.50	412.99	0.40	
	10	1	47		45.00	458.87	-2.60	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)	41.10	Mpa
2) Dispersión	± 6.64	Mpa
3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)	419.10	Kg/cm2
4) Dispersión	± 67.73	Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

1) Valores no considerados en el Promedio	0.00	
2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados	0.00%	
3) Valor del promedio	44.40	

VISTA FOTOGRÁFICA:


 ITM GLOBAL INGENIERIA Y SERVICIOS
 LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
 Wilmer Collanque Sanchez
 JEFE DE LABORATORIO




 Robert Mayhuire Quispe
 INGENIERO CIVIL
 CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P2 COLUMNA C-5
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
COLUMNA	1	1	33	33.20	24.50	249.83	0.20	ACEPTADO
	2	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	3	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	4	1	32		23.00	234.54	1.20	
	5	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	6	1	32		23.00	234.54	1.20	
	7	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	8	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	9	1	33		24.50	249.83	0.20	
	10	1	32		23.00	234.54	1.20	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

24.55 Mpa
± 5.95 Mpa
250.34 Kg/cm2
± 60.67 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
33.20

VISTA FOTOGRÁFICA:



ITM GLOBAL INGENIERÍA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
WILSON J. Collanque Sanchez
JEFE DE LABORATORIO

Robert Mayhure Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMÁTICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P3 COLUMNA C-2
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm ²	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
COLUMNA	1	1	29	29.30	19.00	193.75	0.30	ACEPTADO
	2	1	31		21.50	219.24	-1.70	
	3	1	30		20.30	207.00	-0.70	
	4	1	30		20.30	207.00	-0.70	
	5	1	30		20.30	207.00	-0.70	
	6	1	28		17.60	179.47	1.30	
	7	1	28		17.60	179.47	1.30	
	8	1	30		20.30	207.00	-0.70	
	9	1	29		19.00	193.75	0.30	
	10	1	28		17.60	179.47	1.30	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm²)
- 4) Dispersión

19.35 Mpa
± 5.69 Mpa
197.32 Kg/cm²
± 58.03 Kg/cm²

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
29.30

VISTA FOTOGRÁFICA:



ITM GLOBAL INGENIERÍA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
WILMA I. Collante Sanchez
JEFE DE LABORATORIO

Robert Maybure Quspe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P4 COLUMNA C-3
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
COLUMNA	1	1	39	40.20	33.00	336.51	1.20	ACEPTADO
	2	1	40		34.50	351.80	0.20	
	3	1	40		34.50	351.80	0.20	
	4	1	40		34.50	351.80	0.20	
	5	1	41		36.00	367.10	-0.80	
	6	1	40		34.50	351.80	0.20	
	7	1	40		34.50	351.80	0.20	
	8	1	41		36.00	367.10	-0.80	
	9	1	40		34.50	351.80	0.20	
	10	1	41		36.00	367.10	-0.80	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

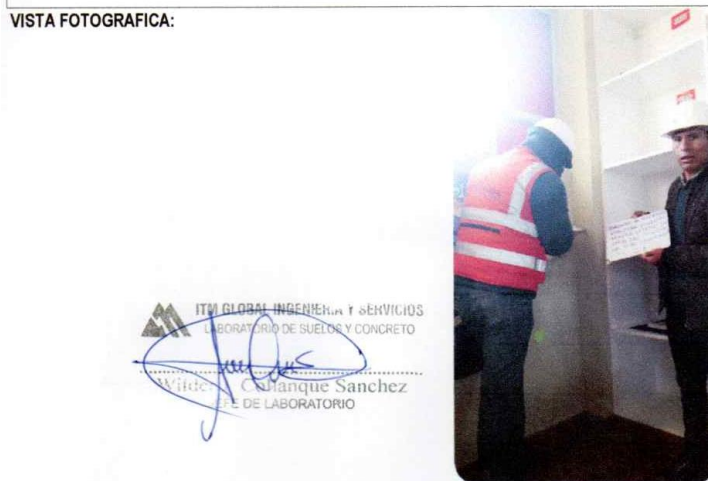
34.80 Mpa
± 6.46 Mpa
354.86 Kg/cm2
± 65.85 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
40.20

VISTA FOTOGRAFICA:



ITM GLOBAL INGENIERIA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
Wilder Cahanque Sanchez
JEFE DE LABORATORIO

Robert Mayhure Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P5 COLUMNA C-4
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	Nº de Toma	Nº de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
COLUMNA	1	1	44	42.30	40.50	412.99	-1.70	ACEPTADO
	2	1	44		40.50	412.99	-1.70	
	3	1	42		37.80	385.45	0.30	
	4	1	43		39.00	397.69	-0.70	
	5	1	41		36.00	367.10	1.30	
	6	1	42		37.80	385.45	0.30	
	7	1	43		39.00	397.69	-0.70	
	8	1	44		40.50	412.99	-1.70	
	9	1	40		34.50	351.80	2.30	
	10	1	40		34.50	351.80	2.30	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

38.01 Mpa
± 6.56 Mpa
387.60 Kg/cm2
± 66.89 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
42.30

VISTA FOTOGRAFICA:



ITM GLOBAL INGENIERIA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
Wilder Collanque Sanchez
JEFE DE LABORATORIO

Robert Mayhure Quspe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P1 VIGA V-301
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
VIGA	1	1	32	32.60	23.00	234.54	0.60	ACEPTADO
	2	1	31		21.50	219.24	1.60	
	3	1	33		24.50	249.83	-0.40	
	4	1	31		21.50	219.24	1.60	
	5	1	32		23.00	234.54	0.60	
	6	1	36		28.50	290.62	-3.40	
	7	1	34		25.50	260.03	-1.40	
	8	1	32		23.00	234.54	0.60	
	9	1	33		24.50	249.83	-0.40	
	10	1	32		23.00	234.54	0.60	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

23.80 Mpa
± 5.91 Mpa
242.69 Kg/cm2
± 60.28 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
32.60

VISTA FOTOGRÁFICA:



ITM GLOBAL INGENIERIA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
WILSON GUERRERO SANCHEZ
JEFE DE LABORATORIO

Robert Mayhure Cuspe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P2 VIGA V-303
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
VIGA	1	1	34	33.80	25.50	260.03	-0.20	ACEPTADO
	2	1	33		24.50	249.83	0.80	
	3	1	31		21.50	219.24	2.80	
	4	1	33		24.50	249.83	0.80	
	5	1	31		21.50	219.24	2.80	
	6	1	36		28.50	290.62	-2.20	
	7	1	36		28.50	290.62	-2.20	
	8	1	34		25.50	260.03	-0.20	
	9	1	32		23.00	234.54	1.80	
	10	1	38		31.50	321.21	-4.20	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

25.45 Mpa
± 5.77 Mpa
259.52 Kg/cm2
± 58.86 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
33.80

VISTA FOTOGRÁFICA:



ITM GLOBAL INGENIERIA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
Wilder C. Colanque Sanchez
E DE LABORATORIO

Robert Mayhuare Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P3 VIGA V-302
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
VIGA	1	1	29	31.00	19.00	193.75	2.00	ACEPTADO
	2	1	34		25.50	260.03	-3.00	
	3	1	30		20.30	207.00	1.00	
	4	1	38		31.50	321.21	-7.00	
	5	1	32		23.00	234.54	-1.00	
	6	1	31		21.50	219.24	0.00	
	7	1	29		19.00	193.75	2.00	
	8	1	31		21.50	219.24	0.00	
	9	1	28		17.60	179.47	3.00	
	10	1	28		17.60	179.47	3.00	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

21.65 Mpa
± 5.81 Mpa
220.77 Kg/cm2
± 59.20 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

1.00
10.00%
31.00

VISTA FOTOGRÁFICA:



ITM GLOBAL INGENIERIA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
Ing. Enrique Sanchez
JEFE DE LABORATORIO

Robert Mayhuire Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMATICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P4 VIGA V-303
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
VIGA	1	1	40	41.80	34.50	351.80	1.80	ACEPTADO
	2	1	41		36.00	367.10	0.80	
	3	1	42		37.80	385.45	-0.20	
	4	1	42		37.80	385.45	-0.20	
	5	1	41		36.00	367.10	0.80	
	6	1	44		40.50	412.99	-2.20	
	7	1	42		37.80	385.45	-0.20	
	8	1	41		36.00	367.10	0.80	
	9	1	43		39.00	397.69	-1.20	
	10	1	42		37.80	385.45	-0.20	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

37.32 Mpa
± 6.54 Mpa
380.56 Kg/cm2
± 66.71 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
41.80

VISTA FOTOGRAFICA:



ITM GLOBAL INGENIERÍA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
Ing. Juanque Sanchez
JEFE DE LABORATORIO

Robert Mayhure Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO ESCLERÓMETRO

NTP 339.181 / ASTM C 805

Solicitado : ADOLFO LLOCLLE HELACCAMA
Proyecto : "EVALUACION DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO DEL COLEGIO EMBLEMÁTICO LADISLAO ESPINAR, UBICADO EN LA CIUDAD DE ESPINAR CUSCO"
Servicio : EVALUACION ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS
Ubicación : ESPINAR, ESPINAR, CUSCO
Muestra : P5 VIGA V-302
Fecha : DICIEMBRE DEL 2019

ELEMENTO	N° de Toma	N° de Disparos	Indice de Rebote "R"	Promedio	F'c MPa	F'c Kg/cm2	Valor que difiere de la mediana	Aceptacion del Ensayo
VIGA	1	1	33	33.20	24.50	249.83	0.20	ACEPTADO
	2	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	3	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	4	1	32		23.00	234.54	1.20	
	5	1	30		20.30	207.00	3.20	
	6	1	35		27.00	275.32	-1.80	
	7	1	32		23.00	234.54	1.20	
	8	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	9	1	34		25.50	260.03	-0.80	
	10	1	34		25.50	260.03	-0.80	

Ángulo de uso del esclerómetro: 0°

CONCLUSIONES

- 1) Promedio de la Resistencia F'c (Mpa)
- 2) Dispersión
- 3) Promedio de la Resistencia F'c (Kg/cm2)
- 4) Dispersión

24.53 Mpa
± 5.95 Mpa
250.14 Kg/cm2
± 60.67 Kg/cm2

PARÁMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO

- 1) Valores no considerados en el Promedio
- 2) Porcentaje de valores que no se acercan a la mediana respecto a los valores tomados
- 3) Valor del promedio

0.00
0.00%
33.20

VISTA FOTOGRÁFICA:



ITM GLOBAL INGENIERÍA Y SERVICIOS
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO
Wladimir Collanque Sanchez
ENCARGADO DE LABORATORIO

Robert Mayhura Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 84648

Anexo N° 8: Permiso de la Institución Educativa para la Investigación.



PERÚ
Ministerio
de Educación



COLEGIO EMBLEMÁTICO DEL PERÚ
CORONEL LADISLAO ESPINAR
R.M. N°: 0154 - 201
Espinar-Cusco

DECRETO DIRECTORAL N°.- 001-C.E.P. "CLE"-2019

Espinar, 02 de enero del 2019

VISTO, el expediente No.-3-0667 de fecha 13 de noviembre del 2018, solicitud del señor Adolfo Llocle Helacama

CONSIDERANDO:

Normas legales educativas vigentes, funciones y atribuciones que la Ley confiere a las direcciones de las Instituciones Educativas en todo sus niveles y modalidades para emitir resoluciones:

SE DECRETA:

1°.- Aprobar la solicitud del señor Adolfo Llocle Helacama, estudiante de la Universidad Peruana Unión de la carrera profesional de Ingeniería Civil, quien elaborara un proyecto de tesis denominado "EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL BLOQUE DEL NIVEL SECUNDARIO" del Colegio Emblemático "Coronel Ladislao Espinar"

2°.- El objetivo es determinar la capacidad de la estructura frente a la demanda sísmica máxima establecido por las normas sismoresistente.

3°.- La ejecución del estudio será a partir del mes de enero del 2019 a diciembre del 2019 respectivamente.

4°.- El señor estudiante al finalizar dicha investigación informará a esta dependencia para fines netamente administrativas.

Regístrese, Comuníquese, Cúmplase



GFC/Dir.e.
Gch/sece.
Arch.

Dirección: Avenida San Martín No.- 802 Espinar-Cusco

Ley de Creación N°: 14758
Año 1963 - 2019 = LVI

Código Modular N°: 0236616
Código local N°: 159194

Celular N°: 974-350053 dir.
Celular N°: 987-863031 sec